

EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ
BUCUREȘTI - 1973

Lei 16,70

FUNDAȚII

PAUNESCU MARIN
HAIDA VIRGIL
GRUIA AGNETA

PAUNESCU MARIN

HAIDA VIRGIL

GRUIA AGNETA

FUNDAȚII

MINISTERUL EDUCAȚIEI ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

Prof. dr. ing. PĂUNESCU MARIN
Șef de lucr. ing. HAIDA VIRGIL, Asist. ing. GRUIA AGNETA

FUNDAȚII

CURS PENTRU SUBINGINERI



EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ, BUCUREȘTI

PREFAȚA

Redactor : ing. I. DUMITRESCU
Tehnoredactor : T. BALAIȚĂ
Coperta : V. WEGMAN

O caracteristică a epocii actuale o constituie pătrunderea explozivă a științei în tehnică și a tehnicii în producție. Ca urmare a acestui fapt, inginerul de astăzi trebuie să fie un bun cunoscător al problemelor științei, dar în același timp și un perfect cunoscător al proceselor tehnice, al tehnologiilor de execuție, organizare și conducere a producției.

O asemenea pregătire, pe de o parte, largă, iar pe de altă parte, profundă, nu se poate realiza la un singur tip de specialități. De aceea este deosebit de oportună hotărîrea conducerii de partid și de stat de a se crea două tipuri de specialiști în domeniul tehnic : ingineri și subingineri.

În elaborarea lucrării s-a pornit de la considerentul că diferența dintre cele două tipuri de specialiști este nu numai pe verticală, ci și pe orizontală : inginerul are cunoștințe teoretice mai profunde din diferite domenii ale științelor naturii, este un bun și abil experimentator, este deci un creator la care munca de concepție este primordială ; subinginerul trebuie să aibă un fond de bază al cunoștințelor din domeniul său de activitate, dar, în special, profunde cunoștințe tehnologice, de organizare și de execuție a lucrărilor.

În domeniul construcțiilor, ca și în alte domenii de altfel, prezența subinginerilor pe șantierele de construcții se impune ca o necesitate de prim ordin. Acestei categorii de cadre tehnice cu pregătire superioară îi revine sarcina de a urmări și conduce nemijlocit lucrările de execuție a construcțiilor, constituind pirghia de legătură dintre inginerii și maiștrii constructori.

Pentru a putea îndeplini cu succes aceste sarcini, procesul de pregătire profesională a subinginerilor constructori trebuie să asigure în special, cunoașterea cât mai profundă a tehnologiilor de execuție a lucrărilor de șantier, a lucrărilor de organizare a șantierului, a folosirii în mod rațional și eficient a diverselor utilaje și materiale de construcții.

În acest scop s-a întocmit și prezenta lucrare, care reprezintă cursul de fundații ce se predă studenților de la cursurile de subingineri ai facultăților de construcții.

Lucrarea este împărțită în 17 capitole într-o ordonare și sistematizare care să permită o mai ușoară asimilare a materialului de către studenți.

În capitolele 1—6 sînt redată noțiuni sumare din domeniul geotehnicii și mecanicii pămînturilor necesare cunoașterii pămîntului atît ca suport al fundațiilor cît și ca material de construcții, precum și metodele de determinare a caracteristicilor fizice și mecanice ale pămînturilor.

Determinarea capacității portante a terenurilor de fundație și unele procedee de îmbunătățire a pământului în scopul ridicării capacității lui portante, sînt tratate în capitolele 7 și 8.

În capitolul 9 se prezintă pe scurt unele metode de calcul a împingerii pământului, iar în capitolul 10 unele probleme privind asigurarea stabilității terasamentelor prin intermediul taluzurilor și zidurilor de sprijin.

Capitolele 11—16 cuprind tipurile de fundații, metodele de execuție a lucrărilor de fundații, precum și sumare noțiuni de proiectare și dimensionare a fundațiilor directe sub ziduri și stâlpi.

În ultimul capitol (cap. 17) se prezintă unele metode generale de consolidare a fundațiilor existente.

Cursul poate fi folosit în afara studenților subingineri și de subinginerii constructori din producție, fiind prima apariție a unei lucrări de acest fel.

AUTORII

CUPRINS

Prefață	3
Cuprins	5
1. Generalități	11
1.1. Scurt istoric	11
1.2. Pământul. Privire generală	13
1.2.1. Unele însușiri fizice ale Pământului	13
1.2.2. Compoziția și structura scoarței terestre	14
1.3. Terenul de fundație ca suport al construcțiilor	21
1.4. Noțiuni de geodinamică	23
2. Componentele pământurilor	26
2.1. Faza solidă	26
2.1.1. Compoziția granulometrică	26
2.2. Faza lichidă	32
2.2.1. Formele sub care se găsește faza lichidă în teren	32
2.2.2. Circulația apei în teren	38
2.3. Faza gazoasă	43
3. Cercetarea terenurilor de fundație	44
3.1. Scopul cercetărilor geotehnice	44
3.2. Recunoașterea terenului	44
3.3. Explorarea terenului în adîncime	45
3.3.1. Metode de executare a sondajelor	45
3.3.2. Recoltarea probelor	48
3.4. Cercetarea terenului de fundație la fața locului	52
3.4.1. Cercetarea terenurilor cu ajutorul penetrometrelor	53
3.4.2. Cercetarea pământurilor cu izotopi radioactivi	56
4. Caracteristicile fizice ale pământurilor	58
4.1. Greutatea specifică a scheletului mineral	58
4.2. Greutatea specifică aparentă (greutatea volumetrică)	59
4.2.1. Metoda pentru pământuri necoezive	60
4.2.2. Metode pentru pământuri coezive	61
4.3. Umiditatea	62
4.4. Gradul de umiditate	64
4.5. Porozitatea	64

4.6. Indicele porilor	65
4.7. Gradul de indesare	66
4.7.1. Stabilirea valorii maxime a indicelui porilor	66
4.7.2. Stabilirea valorii minime a indicelui porilor	67
4.8. Capacitatea de indesare	67
4.9. Limitele de consistență a pământurilor coezive	67
4.9.1. Modul de determinare a limitei de scurgere	68
4.9.2. Limita de frământare	70
4.10. Indicele de plasticitate	70
4.11. Indicele de consistență	71
5. Rezistența la forfecare a pământurilor	72
5.1. Legea lui Coulomb pentru pământuri necoezive și coezive	72
5.2. Cercul lui Mohr și curba intrinsecă	73
5.3. Aparare folosite pentru încercările de forfecare	77
5.3.1. Aparatul pentru forfecare directă	77
5.3.2. Aparatul pentru compresiune monoaxială	78
5.3.3. Aparatul pentru compresiune triaxială	80
5.4. Forfecarea pământurilor la fața locului	82
5.5. Rezistența la forfecare a pământurilor necoezive	83
5.6. Unghiul taluzului natural la pământuri necoezive	85
5.7. Rezistența la forfecare a pământurilor coezive	86
6. Comportarea pământurilor la încărcări verticale	89
6.1. Compresibilitatea pământurilor	89
6.1.1. Generalități	89
6.1.2. Stabilirea curbelor de compresibilitate	91
6.1.2.1. Curba compresiune-porozitate	92
6.1.2.2. Curba compresiune-deformație	94
6.1.2.3. Coeficientul presiunii laterale	95
6.1.2.4. Curba de compresiune la pământuri macroporice	96
6.2. Distribuția eforturilor în pământ	98
6.2.1. Generalități	98
6.2.2. Distribuția eforturilor unitare verticale în teren pe bază de încercări	99
6.2.3. Distribuția eforturilor în cazul suprafețelor cu contur închis. Metoda punctului de colț	101
6.3. Calculul tasărilor	104
6.3.1. Calculul tasării în cazul unui strat tasabil situat imediat sub talpa fundației	105
6.3.2. Calculul tasării când stratul tasabil este intercalat între două strate incompresibile	106
6.3.3. Metoda însumării	107
6.3.4. Calculul tasării cu metoda STAS 3300-66	109
6.3.5. Urmărirea tasării construcțiilor	110
6.3.6. Exemple de tasări	111

7. Capacitatea portantă a terenului de fundație	113
7.1. Metode experimentale	113
7.1.1. Metoda observațiilor	113
7.1.2. Metoda încărcărilor de probă	114
7.2. Metode de calcul	117
7.2.1. Calculul presiunii admisibile cu ajutorul prescripțiilor românești	117
7.2.2. Metoda zonelor de curgere locală	123
7.2.3. Metoda Rankine	123
8. Îmbunătățirea terenurilor de fundație	125
8.1. Îmbunătățirea proprietăților terenurilor de fundație pe cale mecanică	126
8.2. Îmbunătățirea terenurilor prin injectare cu lianți sau substanțe chimice	128
8.3. Îmbunătățirea terenurilor pe cale termică	132
8.4. Îmbunătățirea terenurilor prin folosirea curentului electric	133
8.5. Înlocuirea stratului de fundare	134
8.6. Consolidarea pământurilor sub fundații existente	135
9. Împingerea activă și rezistența pasivă a pământului	136
9.1. Punerea în evidență a împingerii	137
9.2. Metoda Coulomb	138
9.3. Metoda grafică Culman	141
9.3.1. Determinarea împingerii active	141
9.3.2. Determinarea rezistenței pasive	142
9.4. Metoda analitică Rebhan	143
9.4.1. Aplicația grafică a metodei Rebhan	145
9.5. Metoda semicercului	146
9.5.1. Determinarea împingerii active	146
9.5.2. Determinarea rezistenței pasive	147
9.6. Coeficienții împingerii active și rezistenței pasive a pământurilor	148
9.7. Diagrama presiunilor	152
9.7.1. Generalități. Diagrama presiunilor datorită greutatei pământului	152
9.7.2. Diagrama presiunilor din sarcini uniforme distribuite	153
9.7.3. Diagrama presiunilor din sarcini concentrate	154
9.7.4. Diagrama presiunilor pentru un zid de sprijin cu suprafață frântă	155
9.7.5. Diagrama presiunilor în cazul unui teren compus din mai multe straturi	156
9.7.6. Diagrama presiunilor în cazul când în spatele suprafeței de sprijin apare apă subterană	157
10. Lucrări de terasamente	158
10.1. Taluzuri	158
10.1.1. Generalități	158

10.1.2. Metode grafo-analitice pentru verificarea stabilității taluzurilor	162
10.1.3. Stabilirea pantei taluzului cu ajutorul tabelelor și al graficelor	168
10.1.4. Acțiunea apei asupra stabilității taluzurilor	173
10.2. Compactarea terasamentelor	175
10.2.1. Generalități	175
10.2.2. Metode de compactare a terasamentelor	177
10.2.3. Condiții tehnice de execuție a lucrărilor de compactare	180
10.3. Consolidarea și protejarea terasamentelor	181
10.3.1. Scopul lucrărilor de consolidare și protecție ale terasamentelor	181
10.3.2. Executarea lucrărilor de consolidare și protecție ale terasamentelor	182
10.4. Ziduri de sprijin	188
10.4.1. Generalități	188
10.4.2. Noțiuni de proiectare și dimensionare a zidurilor de sprijin	191
10.4.3. Măsuri constructive pentru reducerea împingerii pământului și de execuție a zidurilor de sprijin	195
11. Probleme de proiectare și execuție a fundațiilor	199
11.1. Clasificarea fundațiilor	199
11.2. Alegerea cotei de fundare	201
11.3. Materiale folosite la executarea fundațiilor	203
11.3.1. Lemnul	203
11.3.2. Betonul	204
11.3.3. Oțelul	205
12. Lucrări pregătitoare pentru executarea fundațiilor	206
12.1. Amenajarea terenului și a platformei de lucru	206
12.2. Trasarea pe teren a construcției	207
12.3. Executarea săpăturilor	209
12.3.1. Generalități	209
12.3.2. Clasificarea săpăturilor	211
12.3.3. Săpături cu pereți nesprîjiniți	212
12.3.4. Săpături cu pereți sprîjiniți	213
12.3.5. Calculul sprîjindirilor	213
12.3.6. Măsuri de tehnica securității muncii la lucrările de săpături și sprîjiniți	219
12.4. Palplanșe	220
12.4.1. Generalități	220
12.4.2. Palplanșe din lemn	221
12.4.3. Palplanșe metalice	223
12.4.4. Palplanșe din beton armat	224
12.4.5. Noțiuni privind calculul palplanșelor	225
12.4.6. Ancorarea pereților de palplanșe	229
12.5. Ecrane de impermeabilizare	230

12.6. Piloți secanți	231
12.7. Diguri de pământ	232
12.8. Batardouri	234
12.9. Evacuarea apei din incinta gropii de fundație	235
12.9.1. Generalități	235
12.9.2. Evacuarea apei prin pompare directă	235
12.9.3. Coborîrea nivelului apelor subterane prin crearea unei depresiuni a pinzei freatice	238
13. Fundații directe	241
13.1. Generalități	241
13.2. Calculul presiunilor sub talpa fundației	241
13.3. Fundații sub ziduri	244
13.3.1. Fundații continue rigide sub ziduri	245
13.3.2. Fundații continue elastice sub ziduri	252
13.3.3. Fundații cu descărcări pe reazeme izolate	254
13.4. Fundații sub stâlpi	257
13.4.1. Fundații izolate rigide sub stâlpi	257
13.4.2. Fundații izolate elastice sub stâlpi	260
13.4.3. Fundații continue sub stâlpi	265
13.4.4. Fundații grătar	267
13.4.5. Fundații radier general	268
13.4.6. Fundații pentru stâlpi prefabricați	271
14. Fundații de suprafață executate sub nivelul apei	274
14.1. Turnarea betonului sub apă	274
14.2. Fundații pe anrocamente și umpluturi din piatră	277
14.3. Fundații pe căsoaie	279
14.4. Fundații pe blocuri din beton	280
14.5. Fundații pe chesoane plutitoare	280
15. Fundații pe piloți	283
15.1. Elemente privind fundarea pe piloți	283
15.1.1. Piloți confecționați în prealabil	284
15.1.2. Instalații pentru înfigerea piloților prefabricați	286
15.1.3. Piloți din beton sau beton armat turnați la fața locului	292
15.1.4. Piloți scurți pentru fundarea clădirilor	298
15.2. Capacitatea portantă a piloților	300
15.2.1. Generalități	300
15.2.2. Determinarea capacității portante a piloților	303
16. Fundații pe chesoane, Fundații pe coloane	309
16.1. Fundații pe chesoane deschise (puțuri)	309
16.1.1. Clasificarea chesoanelor deschise	309
16.1.2. Alcătuirea constructivă a chesoanelor deschise	310
16.1.3. Execuția fundațiilor pe chesoane deschise	313

16.2. Chesoane cu aer comprimat	315
16.2.1. Noțiuni generale	315
16.2.2. Alcătuirea constructivă	317
16.2.3. Executarea lucrărilor de chesoane cu aer comprimat	318
16.2.4. Protecția muncii în cheson	320
16.3. Fundații pe coloane	321
17. Consolidarea și reconstrucția fundațiilor	323
Bibliografie	327

1. GENERALITĂȚI

1.1. SCURT ISTORIC

Orice construcție, indiferent de natura ei, predă sarcinile terenului de fundație pe care se reazemă prin intermediul fundațiilor. Prin teren de fundație se înțelege scoarța superioară a pământului pe adâncimea căreia se resimte influența construcției așezate pe ea.

Pentru materialele din care se fac elementele unei construcții au fost stabilite (în cadrul mecanicii construcțiilor) metode de calcul corespunzătoare, asigurându-se prin aceasta proiectarea și executarea construcțiilor în condiții de stabilitate și economie optimă.

În privința problemelor legate de terenul de fundație mecanica construcțiilor a arătat o evidentă rămânere în urmă. Aceasta s-a datorat în mare măsură caracterului complex și neomogen pe care-l are terenul și care face ca o serie de legi ale mecanicii construcțiilor, aplicabile pentru diverse materiale de construcție, să nu fie valabile și pentru pământ. De exemplu, legea lui Hooke este valabilă numai în cazul maselor continue; în cazul maselor discontinue, terenuri afinate, legea lui Hooke nu mai este aplicabilă.

Înainte de apariția mecanicii pământurilor, proiectarea, respectiv dimensionarea elementelor de fundație, s-a făcut prin metoda analogiilor, fără a introduce în calcul caracteristicile fizice și mecanice ale pământului folosit ca teren de fundație. Evident că o astfel de metodă, în unele cazuri, a dus la o supradimensionare a fundațiilor, deci la o soluție neeconomică, iar în alte cazuri la o subdimensionare soldată cu compromiterea stabilității construcției respective.

Comportarea pământului, privită din punctul de vedere al constructivului, a constituit din timpuri străvechi preocuparea celor ce au avut de executat lucrări de construcții.

Cu 1000 de ani înaintea erei noastre, la lucrările de irigații din China antică, Babilon și Egipt se executau diguri și canale din pământ și construcții monumentale care necesitau temeinice cunoștințe referitoare la modul de comportare a pământului ca material de construcție sau suport al fundațiilor.

Realizarea unor construcții ingineresti importante din Roma antică și de pe teritoriul întins al Imperiului roman, în special al apeductelor, făceau necesară executarea unor fundații capabile să suporte sarcini mari.

Numeroase construcții grele din piatră realizate în Evul Mediu, dintre care multe au înfruntat timpul până în zilele noastre sînt dovadă a faptului că, prin mijloacele ce stăteau la îndemîna constructorilor din acele vremuri, s-au putut realiza lucrări îndrăznețe și uneori durabile folosindu-se numai experiența și intuiția celor ce atacau asemenea probleme.

Analiza greșelilor inevitabile precum și cercetarea cazurilor de deformare și cedare a fundațiilor a constituit în trecut singura sursă de acumulare a experienței.

Prima lucrare care a tratat pe baze științifice o problemă de mecanică a pămînturilor, și anume determinarea împingerii pămîntului asupra unui zid de sprijin, a apărut în 1773 și a aparținut fizicianului C o u l o m b. Această problemă a împingerii pămîntului a fost întregită și dezvoltată în a doua jumătate a secolului trecut de către R a n k i n e, C u l m a n n și alții.

O știință însă care să țină seama de caracteristicile terenului foarte variate, să le cunoască și să le aplice a apărut abia în ultimii 45 ani, știință care poartă numele de *Geotehnica și mecanica pămînturilor*, ale cărei baze au fost puse de prof. K. T e r z a g h i.

Pentru dezvoltarea mecanicii pămînturilor o importanță mare a avut-o lucrarea lui G e r s e v a n o v *Bazele dinamicii maselor de pămînt*. Contribuții importante au adus și alți cercetători și profesori de valoare, cum ar fi T i t o v i c i, A b e l e v, D e n i s o v, F l o r i n și alții.

În țara noastră, primele studii referitoare la proprietățile fizico-mecanice ale pămînturilor făcute pentru fundații și conduse după principii științifice s-au efectuat cu ocazia cercetării condițiilor de fundare pentru Palatul administrativ C.F.R. din București (1936).

Deoarece la acea dată lipseau specialiști în domeniu și nu se dispunea de un laborator dotat pentru cercetarea proprietăților pămîntului s-a recurs la consultarea unor specialiști străini, probele de pămînt extrase din sondaje fiind trimise pentru analiză la Viena.

În 1939 s-a înființat primul laborator geotehnic, inginerii și tehnicienii fiind trimiși în străinătate pentru specializare.

În anul 1950 s-a constituit pe lângă institutul de mecanică aplicată al Academiei un colectiv de geotehnicieni, care sub îndrumarea academicienului P r o f i r i, a cercetat o serie de probleme ridicate de mecanica pămînturilor.

În ultimul timp *mechanica pămînturilor* s-a impus și se impune tot mai mult ca știință. Manifestările internaționale de natura congreselor sau conferințelor constituie dovada avîntului și totodată a atenției ce i se acordă acestei științe.

1.2. PĂMÎNTUL. PRIVIRE GENERALĂ

Terenul de fundație este format din roci. Pentru cercetarea calităților fizico-mecanice ale rocilor și a comportării lor sub sarcini este necesar să se cunoască, în primul rînd, geneza acestor roci, compoziția lor chimico-mineralogică și procesele lor de transformare, însușiri legate de modul de formare a planetei Pămînt, de proprietățile sale fizice precum și de compoziția și structura sa. Totodată este necesară cunoașterea condițiilor echilibrului tectonic în care se găsește formația respectivă și a modului în care acest echilibru este influențat prin executarea construcției. De aceea, se impune o colaborare strînsă între geotehnicieni, geologi, ingineri proiectanți și executanți ai lucrărilor de construcții.

1.2.1. UNELE ÎNSUȘIRI FIZICE ALE PĂMÎNTULUI

Formă și dimensiuni. Forma Pămîntului, considerat ca suprafață de echilibru hidrostatic (suprafața liniștită a mărilor și oceanelor prelungită pe sub continente) poartă numele de geoid. Forma geometrică regulată cea mai apropiată de geoid este elipsoidul de referință. Dimensiunile, omologate de Comisia Internațională de Emisferide Astronomice, sînt:

— raza ecuatorială	6 378,4 km ;
— raza polară	6 356,9 km ;
— circumferința ecuatorială	40 076,6 km ;
— cercul meridian	40 009,1 km ;
— suprafața totală	510 100 934 km ² ;
— volumul	1 083 miliarde km ³ .

Densitatea medie a Pămîntului este 5,527 g/cm³ variînd între 2,7—2,8 g/cm³ la suprafață și progresiv pînă la 11 g/cm³ în nucleul central.

Gravitația este forța de atracție a corpurilor spre centrul Pămîntului, forță proporțională cu masa lor.

Presiunea în interiorul Pămîntului crește în mod progresiv de la suprafață spre centru. În masa Pămîntului se exercită o presiune litostatică, orientată pe verticală și rezultată din însumarea pe unitatea de suprafață a greutatea rocilor acoperitoare ; se precizează că densitatea rocilor crește, în general, cu adîncimea. Se exprimă în daN/cm².

În scoarța terestră se dezvoltă și presiuni orientate : presiuni tangențiale care dau forțele orogenetice (de încrețire a scoarței) și presiunea minieră, exercitată pe pereții unor excavații în scoarță (puțuri, galerii, canale, tuneluri).

Geomagnetismul este un cîmp magnetic orientat, ale cărui elemente : intensitatea, declinația magnetică și înclinația magnetică definesc coordonatele magnetice ale Pămîntului, diferite de coordonatele geografice.

Căldura Pămîntului provine din interiorul său și de la soare. Există o suprafață cu o temperatură constantă egală cu temperatura medie anuală a localității, la care se adaugă 1,5 °C ; deasupra acestei suprafețe tempera-

tura variază, în general, cu unghiul și durata insolației, iar sub această suprafață temperatura crește progresiv cu câte un grad la fiecare 30—40 m adâncime (treaptă geotermică).

Cunoașterea acestei caracteristici este necesară la instalarea conductelor și a canalelor pentru apă, pentru termoficare, la amplasarea magaziiilor pentru alimente, pentru exploziv, la construcția fundațiilor, la proiectarea, executarea și exploatarea tunelurilor.

1.2.2. COMPOZIȚIA ȘI STRUCTURA SCOARȚII TERESTRE

Din analizele chimice efectuate pe diferite roci din zonele accesibile ale scoarței, rezultă că, din toate cele peste 100 de elemente cunoscute, un număr de 14 reprezintă 99,50% din masa scoarței terestre, iar restul elementelor reprezintă numai 0,50%;

Oxigen	46,60%;	Magneziu	2,0 %;
Siliciu	27,72%;	Titan	0,40%;
Aluminiu	8,13%;	Hidrogen	0,14%;
Fier	5,0 %;	Fosfor	0,11%;
Calciu	3,63%;	Mangan	0,10%;
Natriu	2,83%;	Fluor	0,07%;
Potasiu	2,59%;	Sulf	0,05%.

Elementele din scoarța terestră se află foarte rar în stare nativă, adică necombinate, de regulă ele formează combinații foarte variate cristalizate sau amorfe, numite *minerale*. Mineralele sînt asociate între ele formînd rocile.

Din punctul de vedere al comportării rocilor sub sarcinile transmise de construcție, se face o deosebire între rocile tari, compacte sau stîlcoase a căror rezistență mare se datorește forțelor intermoleculare și între rocile moi sau afinate (nestîlcoase) formate din fragmente rezultate de pe urma dezagregării rocilor tari prin acțiunea diferiților agenți exteriori.

Din categoria rocilor tari stîlcoase fac parte rocile magmatice, rocile metamorfice și unele roci sedimentare cu o strînsă legătură între fragmentele componente; din categoria rocilor afinate fac parte rocile sedimentare cu legătură slabă între fragmente.

1) Roci magmatice. Rocile magmatice se mai numesc și roci eruptive. Originea lor este legată de topitura magmatică ce se formează și se însușiază în anumite locuri în scoarța terestră și care la temperaturi scăzute se solidifică.

Din punctul de vedere al compoziției mineralogice, rocile magmatice au fost grupate în mai multe familii, unele dintre ele menționîndu-se mai jos.

Rocile magmatice sînt compuse din minerale foarte variate. Se deosebesc minerale primare, acele care au luat naștere din magmă, și minerale secundare sau care s-au format prin alterarea mineralelor primare.

Granitele formează o familie de roci magmatice consolidate la adîncime, în timp de perioade geologice, cu întreaga masă cristalizată, textură omo-

genă și compactă, alcătuite din cuarț, feldspați, mică și în cantitate redusă minerale femice. Culoarea lor este deschisă, condiționată în general de culoarea feldspatului, întîlnindu-se nuanțe roz, roșietice, alb-cenușii, brune, mai rar roșii și negre. Se prezintă în general sub formă de masive. Granitele sînt roci dure, rezistente la uzură. Nu sînt rezistente la variații mari de temperatură, din cauza dilatării termice diferită a componentelor. Rezistența la compresiune este 1 200—2 000 daN/cm², rar pînă la 3 000 daN/cm².

Granitele sînt destul de frecvente la noi în țară în Munții Dobrogei, în Carpații Meridionali și în Munții Apuseni.

Granodioritele sînt roci intrusive (de adîncime) asemănătoare granitelor, de culoare ceva mai închisă datorită conținutului mai ridicat de componente femice și mai redus în cuarț. Rezistă mai bine la intemperii decît granitele.

Cea mai mare parte a granodioritelor din țara noastră sînt localizate pe o linie aproximativ S—N, în partea de vest a Banatului, începînd de la Dunăre și pînă în Munții Vlădeasa, purtînd denumirea de banatite.

Dioritele sînt roci intrusive cu întreaga masă cristalizată și textură masivă, alcătuite din feldspați plagioclași, amfiboli verzi, mîce și piroxeni. Culoarea variază de la verde închis pînă la cenușiu închis, de obicei au cristale vizibile de feldspat.

Sienitele se aseamănă cu granitele, dar nu conțin cuarț. Sînt constituite din feldspați, feldspatoizi și mai puține minerale femice. Culoarea este cenușie, foarte rar roză. Din punct de vedere al descompunerii, sienitele se comportă ca și granitele, feldspații fiind susceptibili a trece în caolină iar mineralele negre să se oxideze.

Rezistența la compresiune este de 1 500—2 600 daN/cm².

Roca este foarte tenace, foarte rezistentă la lovire. Cele mai rezistente sînt varietățile microgranulare.

Gabbrourele sînt roci avînd un caracter bazic, alcătuite din feldspați calcosodici și piroxeni, cu întreaga masă cristalizată. Sînt colorate în cenușiu închis, verde închis sau negru.

Rezistența la compresiune variază de la 2 000—2 800 daN/cm², uneori chiar pînă la 3 500 daN/cm².

Se găsesc în Dobrogea, Banat și Munții Parîng.

Dacitele sînt roci efuzive cu masa parțial cristalizată, cu structură porfirică și compoziție mineralogică asemănătoare granodioritelor. Foarte des dacitele sînt însoțite de tufuri vulcanice, tufuri dacitice, care măcinate dau trasul folosit ca adaus la cimenturi. Se întîlnesc în Podișul Transilvaniei, Moldova și Muntenia.

Andezitele sînt corespondente efuzive (de suprafață) ale dioritelor. Culoarea variază de la cenușiu la negru. Rezistența lor la compresiune este cuprinsă între 600—2 500 daN/cm².

Tufurile andezitice au culoare cenușie, porozitate fină și sînt suficient de rezistente pentru a fi folosite în construcții.

Bazaltele sînt roci bazice efuzive corespunzătoare gabbrouilor, de culoare cenușie închisă sau neagră. Masa este parțial cristalizată, cu dimensiuni foarte mici ale cristalelor.

Bazaltul este o rocă compactă și grea. Rezistența la compresiune variază de la 1 000 pînă la 3 000 daN/cm² și uneori ajunge pînă la 4 500—5 000 daN/cm².

Diabazele au aceeași compoziție mineralogică și structură ca bazaltele, au culori deschise, cenușii cu nuanțe verzi. Sînt roci efuzive foarte rezistente.

2) Rocile metamorfice. Au o structură cristalină, compoziție mineralogică heterogenă și o textură șistoasă. S-au format din roci preexistente magmatice, sedimentare și chiar metamorfice mai vechi în condițiile unor presiuni și temperaturi mari. Din categoria rocilor metamorfice fac parte filitele, micașturile, amfibolitele, gneisul etc.

Textura este de obicei șistoasă. Rezistența la compresiune perpendicular pe direcția de șistozitate este 1 200—2 400 daN/cm² iar paralel cu direcția de șistozitate este de 1,5—2,5 ori mai mică. Rezistența de dezagregare și îngheț este mică.

3) Roci sedimentare. Formează depozite rezultate prin alterarea chimică a rocilor preexistente, dezagregarea fizică, transportul și depunerea lor sub acțiunile atmosferei și a apei, din resturi ale vieții organice și prin precipitație din apă.

Structura rocilor este redată de dimensiunile componentelor, de forma lor, textura fiind în general stratificată.

Dezagregarea fizică produce fragmente de mărime mare și mijlocie avînd o compoziție mineralogică identică cu a rocii preexistente. Alterarea chimică este precedată de o fărîmîtare pronunțată a rocii preexistente, urmată eventual de o dizolvare în mediu apos și o precipitare în anumite condiții fizico-chimice.

După proveniența lor se deosebesc următoarele categorii de roci sedimentare :

- roci sedimentare detritice ;
- roci sedimentare de precipitație ;
- roci sedimentare de origine organică ;
- roci sedimentare provenite din explozii vulcanice ;
- roci sedimentare reziduale.

Rocile sedimentare detritice reprezintă produse de dezagregare, de transport și de depunere a unor fragmente solide.

Transportul detritusului, de la nivelul de unde a fost format pînă la nivelul de bază, se face prin efectul gravitației pe porțiunea reliefului abrupt și cu pantă mare, apoi prin aer și cu ajutorul apei.

Depunerea se face sub forma unor depozite, de regulă cu o clasare mecanică a fragmentelor, influențată de mărimea, greutatea specifică și forma acestora, precum și de viteza de transport a agentului respectiv.

Intrucît viteza cursurilor de apă variază nu numai după profilul în lung al văii, ci și după mărimea debitelor, depunerile sedimentare au o pro-

nunțată neuniformitate în ceea ce privește mărimea fragmentelor. Totuși, în general, în părțile superioare ale văii predomină fragmentele mari, iar spre revărsarea cursurilor de apă fragmentele mici.

Cimentarea fragmentelor are loc sub acțiunea unor lianți, care de regulă se găsesc în apă. Liantul poate fi argilos, carbonatic și mai ales silicios.

După mărimea fragmentelor care alcătuiesc detritusul se deosebesc :

- psefite, cu diametrul mai mare de 2 mm ;
- psamite, cu diametrul între 2—0,05 mm ;
- aleurite, cu diametrul între 0,05—0,005 mm ;
- pelite, cu diametrul sub 0,005 mm.

Limitele între care variază mărimea fragmentelor nu sînt absolut rigide, neexistînd un acord general în această privință ; clasificarea care s-a dat ține seama de STAS 1917/61.

Rocile sedimentare detritice compuse din fragmente necimentate de mărimi variabile, însă mai mici de 2 mm (limita superioară a particulelor de nisip), se numesc în geotehnică *pămînturi*.

Pămînturile formează materialul principal în studierea problemelor de fundații și a lucrărilor de terasamente.

Din categoria rocilor psefitice fac parte : grohotișurile, bolovănișurile, prundișurile și pietrișurile.

Grohotișurile sînt produse mobile colțuroase la baza stîncilor avînd fragmente cu dimensiuni peste 20 cm.

Bolovănișurile au fragmente cuprinse între 10—20 cm ; au formă rotunjită datorită rostogolirii în timpul transportului de către apă.

Prundișurile au dimensiuni cuprinse între 1—10 cm.

Pietrișurile au fragmente cu dimensiuni între 2—10 mm, sînt plate și rotunjite la colțuri, fiind mai permeabile în direcție orizontală decît în cea verticală. Prin cimentare dau conglomerate.

Din categoria rocilor psamitice fac parte nisipurile alcătuite mai ales din minerale greu alterabile : cuarț, muscovit etc. ; au diferite denumiri, după mărimea granulelor, astfel : nisip mare (2—0,5 mm), mijlociu (0,5—0,25 mm) și fin (0,25—0,05 mm).

După natura mineralului preponderent se distinge nisip cuarțos, calcaros, micaceu, granatifer etc. Nisipurile cuarțoase sînt rezistente, insolubile și nu intră în reacție cu diferite substanțe dizolvate în apa subterană.

În categoria rocilor aleuritice se include praful. Praful transportat de vînt și cu o slabă cimentare prin carbonat de calciu (CaCO₃) se numește *loess*. Loessul este foarte poros, porii fiind vizibili cu ochiul liber (pămînt macroporic). Sub sarcinile transmise de construcție se comportă bine atît timp cît nu vine în contact cu apa, care dizolvă carbonatul de calciu ducînd la tasări mari.

Loessul este răspîndit la noi mai ales în partea sudică a țării, avînd uneori grosimi de 10—20 m.

Din categoria rocilor pelitice fac parte argilele care se depun în largul bazinelor de sedimentare marine, oceanice, în lacuri și în lunca apelor curgătoare.

În compoziția argilelor intră: caolin, halloisit, montmorillonit, silice coloidală, mică, feldspati, carbonați, substanțe organice.

Forma particulelor de argilă se deosebește esențial de forma particulelor nisipurilor și prafurilor. Astfel, montmorillonitul și caolinul au forma plată, primul de forma solzilor de pește, cu marginile rotunde, iar al doilea cu marginile dantelate ca frunzele. Particulele halloisitului au forme de bastonașe. Forma plată a fragmentelor contribuie la sporirea plasticității argilelor.

În geotehnică, prin argilă se înțelege un amestec de nisip, praf și minerale argiloase care au granule mai mici de 5μ . Dacă fracțiunea de argilă depășește 60%, argila se numește grasă și are următoarele caracteristici: tăiată cu cuțitul prezintă o suprafață lucioasă, la pipăit este unsuroasă, are un miros caracteristic de pământ umed, o plasticitate pronunțată și o permeabilitate practic egală cu zero.

Dacă fracțiunea de argilă este cuprinsă între 30 și 60%, argila se numește slabă, și are aceleași caracteristici ca și argila grasă însă într-o măsură mai puțin pronunțată.

Pământurile argiloase conțin uneori calcar; prezența calcarului se poate observa printr-o efervescență ce se produce dacă pe proba de argilă se picură acid clorhidric.

Până la un conținut de 5% CaCO_3 , caracteristicile pământului argilos nu sînt influențate; cantități procentuale mai mari produc un spor de rezistență al acestor roci, care formează o trecere de la pământuri la rocile tari, cum sînt:

- argila marnoasă cu 5—20% CaCO_3 ;
- marnă argilooasă cu 20—40% CaCO_3 ;
- marnă cu 40—60% CaCO_3 ;
- marnă calcaroasă cu un conținut de CaCO_3 până la 80%.

În cele ce urmează se va descrie modul în care se formează pământurile prin sedimentare și structura acestor pământuri, întrucît sedimentarea se produce în condiții diferite la nisip, praf și argilă.

Nisipul formează prin sedimentare o structură granulară. Particulele de nisip transportate de apă se depun sub greutate proprie cînd viteza curentului scade, menținîndu-se echilibrul particulelor numai prin rezistența de frecare de pe suprafața de contact (fig. 1.1.).

Pământurile prăfoase se sedimentează formînd o structură în fagure. În sedimentarea particulelor de praf joacă un rol important, în afară de forțele de frecare, și forțele de coeziune din punctele de contact. Cînd particula 2 ajunge în cursul sedimentării la particula 1 așezată pe fundul albiei, poate rămîne în poziția din figura 1.2, datorită momentului de stabilitate dat de forța de coeziune $F(M_s = Fe)$, care ia naștere pe suprafața de contact AB, sau se poate rostogoli în jurul punctului A.

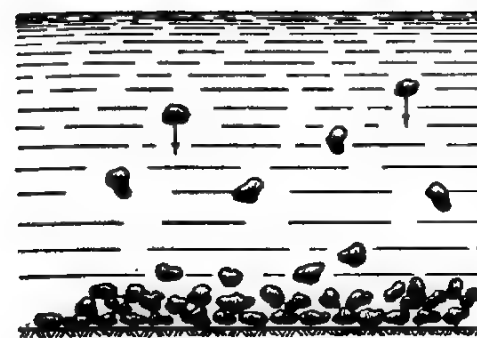


Fig. 1.1. Structura granulară a nisipurilor.

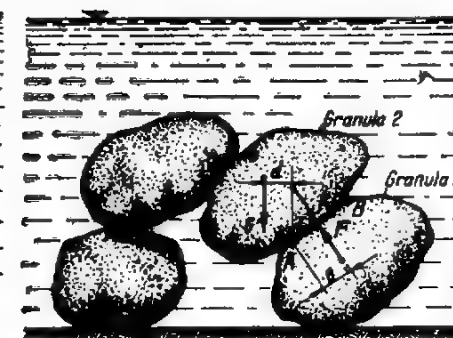


Fig. 1.2. Sedimentarea granulelor de praf.

Momentul de răsturnare este dat de greutatea particulei 2, $M_r = Gd$. Cînd $M_s \geq M_r$, particula 2 rămîne peste particula 1, iar cînd $M_s < M_r$, particula se rostogolește.

Existînd foarte multe particule în vecinătate care rămîn în echilibru, includ între ele un oarecare spațiu, formînd structura cu mai multe goluri, numită *structură în fagure* (fig. 1.3.).

Argila este caracterizată printr-o structură pufoasă sau floculară. Particulele mineralelor de argilă de mărime coloidală, mai mici de $0,005\text{ mm}$, plutesc dispersate în apele rîurilor formînd sisteme de dispersiune. Sistemul de dispersiune se mai numește și *sol*, iar cînd mediul de dispersiune este apa, se numește hidrosol.

În mediul de dispersiune, particulele de argilă sînt în permanentă mișcare, numită mișcare browniană. Din cauza agitației moleculele de apă care se mișcă cu o viteză mare, ciocnindu-se de particulele argilei, le imprimă acestora o mișcare în zig-zag, cu o viteză însă mult mai mică, dat fiind masa mult mai mare a particulei față de aceea a moleculei de apă. În mișcarea browniană particulele de argilă nu se ciocnesc și deci nu se unesc unele cu altele, din cauză că au sarcini electrice de același sens (ne-

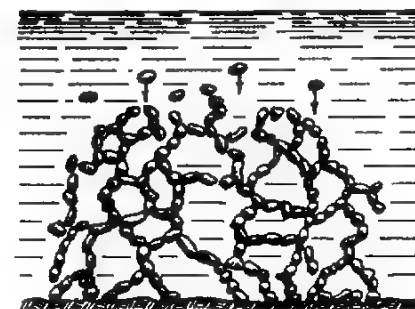


Fig. 1.3. Structura în fagure a prafului.

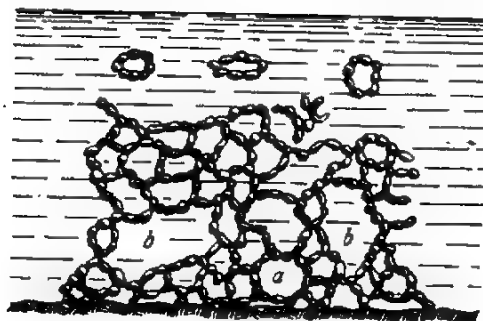


Fig. 1.4. Structura floculară a argilei.

gative). De asemenea, particulele de argilă, fiind în permanentă mișcare browniană, nu se sedimentează.

În cazul când în mediul de dispersiune se introduce un electrolit (în natură acest lucru se produce la vărsarea riurilor în apele sărate ale mării) sarcinile electrice ale granulelor se neutralizează în parte sau total, așa că particulele se pot uni unele cu altele formând așa numitele *flocule* care, din cauza greutatei lor sporite, încep să se sedimenteze. În cursul sedimentării, cu floculele se întâmplă același fenomen ca și cu granulele izolate de praf, adică floculele se așază formând goluri între ele.

În consecință, această structură prezintă două feluri de goluri; unul în interiorul floculei (a) iar al doilea între flocule (b) (fig. 1.4). Particulele de argilă unite prin forțele de legătură dau scheletul de rezistență al pământului argilos. Scheletul împreună cu apa din goluri, formează o masă gelatinoasă numită în chimia coloidală *gel*.

Pământurile argiloase fiind formate din nisip, praf și argilă, structura fazei argiloase este întreruptă de prezența fragmentelor de praf și nisip (fig. 1.5).

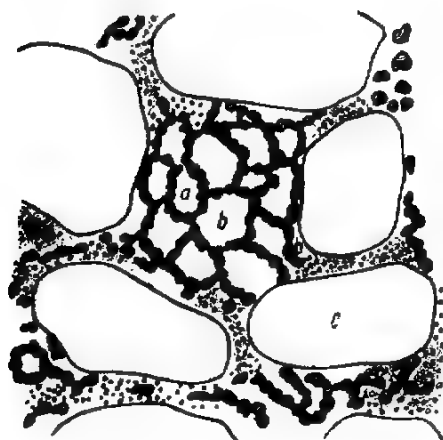


Fig. 1.5. Structura complexă a pământurilor argiloase, prăfoase:
a — floculă; b — spațiu liber între flocule; c — nisip.

Structura afinată, caracteristică pământurilor vegetale, apare de pe urma activității plantelor, microorganismelor și a uneltelor agricole.

Din sistemul de dispersiune, numit și sol, se formează prin sedimentare gelul; prin scuturare sau prin vibrare se pot distruge legăturile dintre fragmente, și dacă golurile umplute cu apă sînt suficient de mari, masa gelatinoasă se transformă într-o masă curgătoare. Aceasta înseamnă că gelul, prin scuturare, s-a transformat iarăși într-un sistem de dispersiune, în sol. Fenomenul de reversibilitate care există între sol și gel se numește *tixotropie*.

Tixotropia nu poate să apară la argilă decît atunci cînd structura ei este foarte afinată. Fenomenul tixotropiei se poate observa cînd se bat piloți într-o argilă de formație tină; producîndu-se vibrații prin baterea pilonilor, se distruge structura argilei, gelul se transformă în sol și iese din teren pe lîngă pilot sub forma unei mase curgătoare. După cîteva zile însă, în jurul pilotului se formează din nou structura de argilă, apare iarăși gelul.

Roci sedimentare de precipitație se formează prin precipitație din soluții. Ordinea de depunere este de la oxizi și silicați la carbonați, gips, sare gemă și sulfati, cloruri de potasiu și magneziu.

Din categoria rocilor de precipitație fac parte calcarul, dolomitul, gipsul.

Roci sedimentare de origine organică iau naștere din resturi de plante și animale supuse unor transformări. Aceste roci se împart în două grupe:

— *Acaustobiolite*, roci organice care nu ard, cum sînt rocile calcaroase recifale și cochilifere și rocile silicioase din categoria cărora poate fi amintit diatomitul.

Adesea masivele calcaroase au suferit un proces de înlocuire a calciului prin magneziu, obținîndu-se carbonat de calciu și magneziu numit dolomit.

— *Caustobiolite*le sînt reprezentate prin combustibili minerali, cărbuni și hidrocarburi.

1.3. TERENUL DE FUNDATIE CA SUPORT AL CONSTRUCȚIILOR

Rocile care formează terenul de fundație au o comportare foarte diferită față de solicitările pe care construcția le transmite terenului. Rocile tari au, în general, o rezistență care întrece rezistența materialelor din care se execută în mod obișnuit fundațiile, așa încît dimensionarea fundațiilor așezate pe asemenea terenuri nu prezintă dificultăți. Sînt însă unele aspecte de care trebuie să se țină seama în cazul acestor roci.

Cînd terenul de fundație este format din roci stîncose trebuie îndepărtată partea superioară a rocii, care este, de obicei, alterată, pentru ca fundația să se sprijine pe roca sănătoasă.

Pentru a avea convingerea că extinderea terenului stîncos corespunde construcției proiectate se vor executa sonde de cercetare corespunzătoare ca număr și adîncime.

Prezența fisurilor, în cazul terenurilor stâncoase, chiar a acelor abia vizibile cu ochiul liber, este de o importanță deosebită, mai ales în cazul fundării barajelor.

Fundațiile barajelor, fiind așezate la mare adâncime sub nivelul apei, sînt supuse forței ascensionale a acesteia. Forța ascensională a apei, în cazul barajelor înalte, poate atinge valori mari, influențînd în mod hotărîtor stabilitatea construcției; prin injectarea cu lapte de ciment a rocilor fisurate se poate ameliora efectul acestor forțe ascensionale.

La rocile sedimentare și metamorfice stratificate, respectiv șistoase, cînd stratele au înclinare pronunțată față de orizontală, trebuie să se aibă în vedere că alunecările vor apărea pe versantul cu panta stratelor orientată spre vale. Pe versantul opus, alunecările nu se pot produce decît spre interiorul masivului, deci stabilitatea este asigurată. De acest aspect trebuie să se țină seama în cazul executării traseelor de cale ferată, drumuri etc. (fig. 1.6.).

Rocile sedimentare detritice, cum sînt: bolovănișul, prundișul, pietrișul și nisipul cu fragmente mari și mijlocii, formează un teren bun de fundație. Cu cît terenul de fundație este format din fragmente de mărimi mai diferite și este mai îndesat, cu atît sporește rezistența și stabilitatea sa sub solicitări.

Nisipul fin cu granulație uniformă îmbibat cu apă ridică probleme deosebite, deoarece la o anumită viteză a curenților de apă din teren se formează nisipurile curgătoare (antrenate de apă) creîndu-se zone unde se produc tasări mari. Acest fenomen apare, în special, în timpul executării fundațiilor, cînd este necesar să se coboare nivelul apelor subterane; prin pompare crește viteza apei, putînd ajunge la valoarea vitezei critice, care antrenează particulele de nisip.

Milul, adică praful îmbibat cu apă, este un pămînt necorespunzător pentru fundații; are o rezistență mică și cauzează tasări mari.

Argilele ridică cele mai multe probleme la proiectarea și executarea fundațiilor. Pot fi pămînturi bune de fundații cînd au conținut redus de apă și sînt consolidate, și foarte slabe cînd conținutul de apă este ridicat;

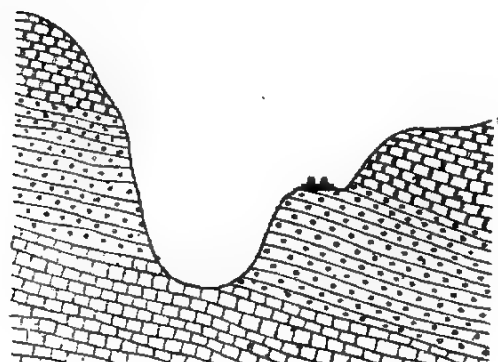


Fig. 1.6. Profilul transversal al unei văi.

astfel, argilele în stare de consistență curgătoare devin foarte puțin rezistente la solicitările construcției.

Pămînturile cu conținut de substanțe organice nu sînt bune pentru a se funda pe ele, din cauza rezistențelor reduse pe care le au datorită scăderii pronunțate a coeficientului de frecare dintre fragmente.

Pămînturile mocirloase, formate în apele stătătoare cu o vegetație bogată (mlăștini de turbă), au la partea superioară o structură fibroasă formînd o crustă rezistentă, însă la adîncime ele curg, nefiînd terminate procesele de transformare, de putrefacție.

Nămolul este format din fragmente prăfoase ca și milul, este însă amestecat cu substanțe organice care duc la scăderea coeficientului de frecare dintre granule, pînă aproape de valoarea zero.

Solul vegetal nu este bun pentru fundații, de aceea trebuie îndepărtat pe toată grosimea; stratul superficial de 15—20 cm se poate folosi la stabilizarea taluzurilor.

Partea componentă a pămîntului roditor este humusul; în contact cu apa dă acidul humic care atacă betonul din fundații, în special betonul proaspăt.

1.4. NOTIUNI DE GEODINAMICA

Geodinamica sau geologia dinamică studiază fenomenele geologice cuprinzînd procese fizice, chimice, biochimice, mecanice și dinamice care au ca rezultat modificări în structura și în compoziția scoarței terestre și a aspectului ei morfologic.

Fenomenele dinamice pot fi interne, producînd denivelări în urma cărora iau naștere munții și depresiunile (mișcări orogenice) și externe, care modelează scoarța în sens invers, nivelînd-o (eroziune). Acestor fenomene li se adaugă și unele fenomene fizico-geologice, făcînd parte din dinamica externă, care afectează numai unele formațiuni pe anumit relief și numai în pătura în care poate străbate apa. Printre aceste fenomene se numără mișcările în versanți (alunecările de teren etc.) și fenomenele carstice.

Fenomenele de alterare și dezagregare se petrec în mod simultan, condiționîndu-se reciproc. Procesele de alterare sînt mai mult de natură chimică; în dezagregarea fizică se încadrează procese care acționează mecanic la slăbirea coeziunii dintre minerale sau în masa rocilor.

Dezagregarea fizică este îndeplinită prin acțiunea directă a căldurii solare asupra mineralelor, care dilatîndu-se și contractîndu-se ritmic slăbesc coeziunea rocilor, se desprind din masa acestora și formează depozite de fragmente nisipoase. Este un fenomen frecvent în zonele temperate, calde și mai ales în zonele climatului arid, desertic.

Dezagregarea fizică se mai produce prin procese de îngheț-dezghet al apei din porii și fisurile rocilor, prin procese de dizolvare a unor mine-

rale, prin acțiunea mecanică a apei, a vântului și a rădăcinilor plantelor, prin care părți mai mari sau mai mici se desprind de masa rocilor.

Dezagregarea chimică sau alterația propriu-zisă se face prin acțiunea oxigenului, a bioxidului de carbon, a apei și a altor substanțe chimice, care intră în reacție cu mineralele rocilor cu care vin în contact.

Acțiunea de eroziune a apei este excepțional de activă, apa fiind principalul agent modificador extern; apa poate fi în stare lichidă sau în stare solidă. În starea lichidă se menționează bătaia puternică a valurilor asupra uscatului și acțiunea apelor curgătoare sub forma de torenți și cursuri permanente. Apa în stare solidă acționează prin masele de gheață mobilă (calote polare și ghețuri), care rup din terenul pe care-l străbat, și transportă aceste materiale până la punctul lor de topire, unde este depus sub formă de morene și depozite fluvioglaciare.

Mișcările în versanți se produc deoarece pantele dealurilor și a munților nu au totdeauna asigurată stabilitatea. Cauzele care determină astfel de deranjamente pot fi: eroziunea laterală a văilor, porii și fisurile deschise ale rocilor îmbibate cu apă, deranjarea echilibrului în depunerile de la baza pantelor, gradul de compactitate și de coeziune slăbit printr-o alterație continuă, lucrări neraționale la baza versanților etc. Un rol important are, de asemenea, înclinarea pantei și prezența apei în straturi. Acestea se suprapun peste acțiunea gravitației care rămâne un factor important.

Deplasările de teren pot fi: prăbușiri, năruiri, curgeri plastice, nisipuri curgătoare, alunecări.

Prăbușirile sînt mișcări uscate, surpări ale unor blocuri sau stînci. Ele apar în urma procesului de îngheț-dezgheț și prin presiunea exercitată de rădăcinile arborilor în stîncile dezvelite.

Alunecările de teren sînt deplasări pe pantă ale unor formațiuni geologice, efectuate sub acțiunea gravitației și cu participarea apei. La alunecările de teren materialul se deplasează în masă și nu se produce o rostogolire ca în cazul prăbușirilor.

Elementele caracteristice unei alunecări sînt:

- suprafața de desprindere, care apare sub forma unei crăpături în partea superioară a versanților, adesea de mărimea unei rîpi de desprindere;
- suprafața de alunecare reprezentînd suprafața pe care se face deplasarea materialului;
- masa alunecătoare;
- baza alunecării, care este locul unde suprafața de alunecare intersectează terenul rămas nemișcat.

Cauzele care produc alunecările de teren sînt naturale și artificiale. Din categoria cauzelor naturale pot fi amintite gravitația, caracterile petrografice și fizico-mecanice ale rocilor (natura petrografică, greutatea specifică aparentă, coeziunea, frecarea interioară, porozitatea, permeabilitatea și compoziția chimică a mineralelor), acțiunea fizico-mecanică a apei, cutremurele de pămînt, eroziunea apelor curgătoare etc.

Dintre cauzele artificiale ale deplasărilor de teren cele mai importante sînt: despăduririle, supraîncărcarea datorită greutății rambleelor, vibrațiile și trepidațiile produse prin explozii și prin trafic feroviar și rutier, nerespectarea unghiului de taluz natural și schimbarea regimului apelor prin construcții greșite care tulbură echilibrul hidrologic și hidrogeologic (poduri, regularizări de cursuri, diguri, drenuri necorespunzătoare etc.).

Prin fenomene carstice se înțelege totalitatea proceselor care se produc în terenurile cu roci solubile, cum sînt rocile calcaroase, sarea, gipsul etc., ca urmare a dizolvării unei părți din masa acestora.

Cele mai frecvente fenomene carstice se întîlnesc în masivele calcaroase, și sînt determinate de apa de infiltrație încărcată cu CO_2 , care pătrunde în fisurile rocii și dizolvă CaCO_3 , transformîndu-l în bicarbonat de calciu solubil. După îndepărtarea carbonatului de calciu, în masa calcarelor apar goluri de diferite mărimi.

Pămînturile, spre deosebire de rocile compacte, sînt medii discontinui, compuse din diverse particule legate între ele prin forțe ce se transmit prin suprafețele de contact. Golurile dintre aceste particule sînt umplute, în anumite proporții, de apă și aer. Astfel, în pămînt există fragmente solide de natură mineralogică și goluri umplute cu apă și gaz sau numai cu una din ele. Fiecare din aceste elemente componente poartă denumirea de fază, deci în cazul cel mai general, pămînturile sînt sisteme formate din trei faze.

Existența celor trei faze, precum și interacțiunea dintre ele influențează asupra proprietăților fizice și mecanice ale pămînturilor.

2.1. FAZA SOLIDĂ

2.1.1. COMPOZIȚIA GRANULOMETRICĂ

Faza solidă este alcătuită din particule de diferite mărimi. Proporția în greutate în care intră particule de mărimi diferite în raport cu greutatea lor totală, poartă denumirea de *compoziție granulometrică*. Formele particulelor sînt în general neregulate, ceea ce îngreunează mult caracterizarea lor din punctul de vedere al mărimii. De aceea, în mod convențional, prin mărimea unei granule se înțelege diametrul unei sfere ideale, care cade într-un mediu viscos cu aceeași viteză ca și particula reală respectivă. Particulele care au un diametru cuprins între două valori limită stabilite constituie o fracțiune granulometrică a pămîntului respectiv.

Compoziția granulometrică a unui pămînt, în afară de faptul că dă unele indicații asupra proprietăților sale, servește și ca un prim criteriu de clasificare a pămînturilor.

Compoziția granulometrică a unui pămînt se determină prin analiza granulometrică, care se realizează prin cernere la pămînturile care au particulele cu diametrul peste 0,06 mm, și prin sedimentare la pămînturile cu particule cu diametrul mai mic.

Analiza prin cernere se execută cu ajutorul unui aparat compus dintr-o garnitură de site (baterie) suprapuse, așezate după dimensiunile ochiurilor în ordine descrescătoare, de sus în jos (fig. 2.1.).

Din pămîntul uscat și mojarat în prealabil se cîntărește o cantitate G , care se așază pe prima sită a bateriei. După cernere se obține separarea fragmentelor după dimensiuni. Se cîntăresc fracțiunile de material rămase pe fiecare sită și pe talger.

Se notează :

G_1 — cantitatea de material rămas pe sita cu dimensiunea ochiurilor d_1 ;

G_2 — cantitatea de material rămas pe sita cu dimensiunea ochiurilor d_2 ;

G_n — cantitatea de material rămas pe sita cu dimensiunea ochiurilor d_n ;

G_{n+1} — cantitatea de material rămas pe talger.

Se consideră că fragmentele cu diametrul egal cu dimensiunea ochiurilor sitei trec prin sita respectivă în timpul cernerii.

Cu ajutorul rezultatelor obținute se calculează cantitatea procentuală de material rămas pe sitele cu ochiurile de mărimea $d_1, d_2 \dots d_n$, după cum urmează :

$$100 \frac{G_1}{G}, 100 \frac{G_2}{G}, \dots, 100 \frac{G_n}{G}. \quad (2.1)$$

Aceste valori servesc la construirea histogramei.

Cantitățile de material cu particule egale și mai mici decît d_1, d_2, \dots, d_n , exprimate procentual, sînt date de expresiile :

$$100 \frac{G-G_1}{G}; 100 \frac{G-(G_1+G_2)}{G}, \dots, 100 \frac{G-\sum_{i=1}^n G_i}{G}. \quad (2.2)$$

Aceste valori servesc la construirea curbei granulometrice. Dacă pe talger rămîne o cantitate procentuală :

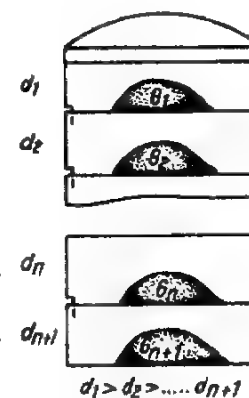
$$100 \frac{G_{n+1}}{G} < 10\%,$$

analiza prin cernere se consideră terminată. În cazul cînd :

$$100 \frac{G_{n+1}}{G} \geq 10\%,$$

analiza se continuă pentru cantitatea de material rămasă pe talger, folosind metoda sedimentării.

Analiza prin sedimentare se bazează pe viteza diferită de sedimentare a particulelor în funcție de greutatea lor.



2.1. Garnitura de site pentru analiza granulometrică.

Din materialul uscat și mojarat se ia cantitatea G cu care se prepară, prin amestecare cu apă, o suspensie omogenă de volum V .

Greutatea specifică a suspensiei, variabilă în timp din cauza sedimentării particulelor, se determină cu ajutorul unui instrument numit *areometru*. Datorită sedimentării particulelor, greutatea specifică a sistemului dispers variază pe înălțimea cilindrului în care se găsește suspensia, crește de sus în jos, areometrul măsurând greutatea specifică în dreptul centrului de greutate al volumului submersat.

Pentru a putea face separarea procentuală a cantității de material după diametrul particulelor, trebuie să se stabilească :

- o relație între diametrul particulelor și viteza de sedimentare ;
- legătura între greutatea specifică a sistemului dispers, adică între citirile pe areometru și cantitatea procentuală a particulelor cu dimensiuni egale sau mai mici decât un anumit diametru.

Citirile pe areometru notate cu γ_{sd} se fac la diferite intervale de timp, care la începutul sedimentării sînt mici (15") dar cresc treptat pînă la 24 ore.

Viteza de sedimentare a particulelor variază în funcție de greutatea și dimensiunile lor, de greutatea specifică și vîscozitatea mediului de dispersie, în cazul de față a apei.

Aplicînd legile mișcării unui corp de formă sferică într-un mediu vîscos, se poate stabili relația de legătură între diametrul particulelor și viteza sa de sedimentare [10] cu relația :

$$d = \sqrt{\frac{18\eta}{\gamma_s - \gamma_w}} v, \quad (2.3)$$

unde :

- η este vîscozitatea cinematică a sistemului dispers, în cNs/cm² ;
- γ_s — greutatea specifică a pămîntului de analizat, în cN/cm³ ;
- γ_w — greutatea specifică a apei, în cN/cm³ ;
- $v = \frac{H}{t}$ — viteza de sedimentare a particulei cu diametrul d , în cm/s ;

H este distanța de la suprafața sistemului dispers pînă la centrul de greutate al volumului submersat al areometrului ; acesta se determină cu o relație specifică fiecărui areometru (în funcție de citirea pe areometru), în cm, iar t reprezintă timpul scurs de la începerea sedimentării pînă la citirea făcută pe areometru.

În relația (2.3) se notează cu d_t diametrul particulei care are viteza de sedimentare v și care în timpul t parcurge distanța H . Particulele cu diametrul d_t , care la începutul sedimentării s-au găsit la suprafața sistemului dispers, au ajuns în timpul t în dreptul centrului de greutate al volumului areometrului submersat, iar particulele care s-au găsit sub nivelul lichidului, parcurgînd aceeași distanță H , se vor găsi sub nivelul centrului de greutate. Deci, greutatea specifică măsurată cu ajutorul areometrului reprezintă greutatea specifică a unui sistem dispers care are par-

ticule cu diametrul mai mic sau cel mult egal cu d_t . Plecînd de la această constatare, se poate stabili o relație între citirea făcută pe areometru și cantitatea procentuală de particule G_t %, cu diametrul mai mic sau egal cu d_t , obținîndu-se [10] :

$$G_t = \frac{100}{G} \frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} (R + \Delta R + m) [\%], \quad (2.4)$$

unde :

- G este greutatea totală a pămîntului supus analizei ;
- γ_s — greutatea specifică a pămîntului de analizat ;
- R — citirea redusă pe areometru ;
- ΔR — corecție din cauza meniscului, dată de diferența între nivelul real al lichidului și nivelul la extremitatea superioară a meniscului format pe tija areometrului, la care se face citirea (fig. 2.2).
- m — corecție din cauza temperaturii care influențează valorile η și γ_w și volumul corpului areometrului.

$$R = 1000 (\gamma_{sd} - 1),$$

unde :

- 1000 reprezintă volumul total al sistemului dispers ;
- γ_{sd} — greutatea specifică a sistemului dispers, adică citirea pe areometru.

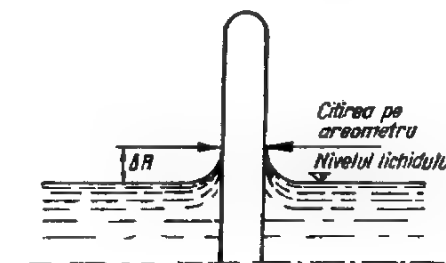
Valorile G_t % obținute prin analiza de sedimentare sînt analoage cu valorile

$$100 \frac{G - \sum_1^n G_t}{G}$$

obținute la analiza prin cernere, și reprezintă ordonata în curba granulometrică.

Ordonatele histogramei se obțin calculînd diferențele $G_{t_i} \% - G_{t_{i-1}} \%$.

Fig. 2.2. Formarea meniscului în dreptul tije areometrului.



LABORATORUL GEOTEHNIC

COMPOZIȚIA GRANULOMETRICĂ

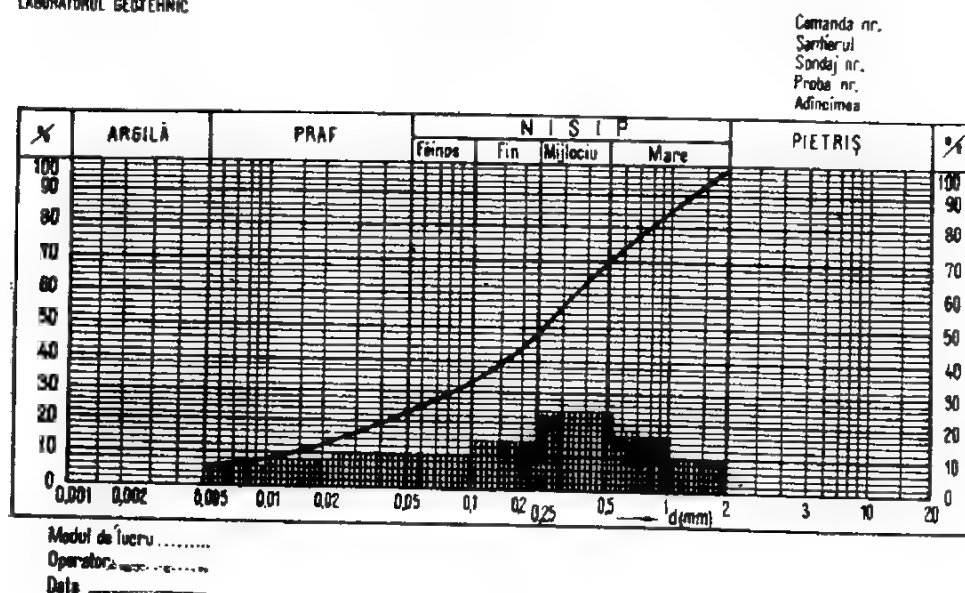


Fig. 2.3. Histograma și curba granulometrică.

Rezultatele analizei granulometrice prin cernere și sedimentare se prezintă grafic prin histograma și curba granulometrică (fig. 2.3.). La aceste reprezentări se înscrie pe abscisă diametrul fragmentelor în ordine crescătoare, în scară logaritmică, iar pe ordonată, greutatea procentuală a fragmentelor de diferite mărimi de la 0 până la 100%.

Histograma se obține prin reprezentarea variației cantităților fragmentelor de anumită mărime (cuprinse între două valori limită; de exemplu, la cernere între diametrul a două site consecutive) exprimate în procente din greutatea totală.

Curba granulometrică se obține reprezentând pe ordonată cantitatea procentuală de particule cu diametrul egal sau mai mic decât diametrul din dreptul ordonatei respective.

Curba granulometrică este curba integrală a histogramei. De aceea, în dreptul abscisei unde histograma are un maxim, curba granulometrică prezintă un punct de inflexiune. Diferența dintre două ordonate consecutive din curba granulometrică reprezintă ordonata histogramei între diametrele (abscisele) respective.

O curbă granulometrică cu înclinare mică reprezintă un pământ eterogen ca dimensiuni de granule. Pământurile cu granule uniforme sunt reprezentate printr-o curbă granulometrică cu o pantă mare.

Neuniformitatea pământurilor este exprimată prin coeficientul de neuniformitate, definit ca raportul dintre diametrul corespunzător procentelor de 60% și de 10% din greutatea totală a materialului, adică :

$$U_n = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (2.5)$$

În funcție de mărimea coeficientului de neuniformitate, pământurile se împart în următoarele categorii :

- pământuri foarte uniforme $U_n \leq 5$;
- pământuri cu uniformitate mijlocie $5 < U_n \leq 15$;
- pământuri foarte neuniforme $U_n > 15$.

În mod obișnuit, valorile U_n variază între 3 și 50. Numai în cazuri speciale pot apărea valori mai mici ca 3 până aproape de 1, sau valori mai mari ca 50 până aproape de 100.

În comportarea pământurilor joacă un rol important granulele cu diametre mici, care umplu golurile dintre particulele mai mari. Granulele mici imprimă pământurilor caracteristicile lor în privința permeabilității și capilarității.

Curba granulometrică servește pentru clasificarea pământurilor în funcție de fracțiunile de nisip, praf și argilă.

Clasificarea pământurilor poate fi stabilită în mod simplu și cu ajutorul diagramei ternare (STAS 1243/65 ; v. fig. 2.4).

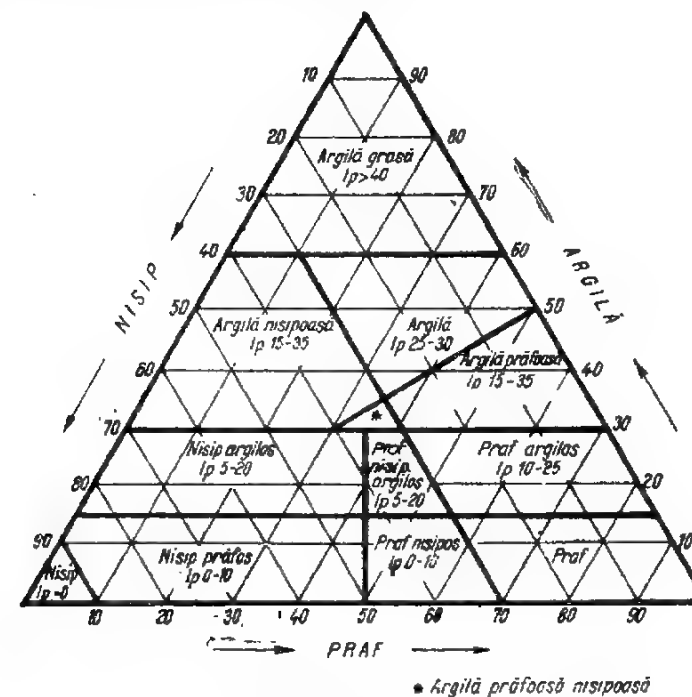


Fig. 2.4. Diagrama ternară.

Pe cele trei axe se înscriu cantitățile procentuale de la 0 până la 100% a fracțiunilor componente de nisip, praf și argilă. Diagrama este împărțită în zone, cu denumirea terenurilor în funcție de limitele între care variază procente cele trei fracțiuni pentru pământul respectiv. În diagramă se duce câte o paralelă cu axa anterioară, în dreptul procentului pe care-l conține pământul din fracțiunea respectivă; la intersecția dreptelor rezultă un punct situat în una din zonele date.

2.2. FAZA LICHIDĂ

Apa formează faza lichidă a pământurilor. Apa subterană sub raportul originii, a distribuției spațiale și a formelor sub care apare este studiată de hidrogeologie, care este o ramură a geologiei aplicate. Importanța practică a hidrogeologiei este dată de cunoașterea influenței apelor subterane în stabilitatea versanților, în amplasarea construcțiilor, în menținerea fertilității solurilor, în alimentarea cu apă potabilă, cu apă industrială și uneori în irigații.

Cea mai mare parte a apei subterane provine din infiltrațiile precipitațiilor atmosferice (80—90%), restul provine din condensarea vaporilor de apă din atmosferă, care pătrund în terenurile afinate.

Infiltrația apei este influențată de înclinarea pantei, de porozitatea rocilor, de gradul de umiditate al rocii, de starea de higroscopicitate atmosferică și dacă terenul este acoperit cu vegetație sau nu.

Înclinarea pantei influențează negativ procesul de infiltrație; cu cât panta este mai mare, cu atât infiltrația este mai redusă.

Volumul porilor, mărimea porilor și fisurilor rocilor determină gradul de permeabilitate și influențează pozitiv infiltrația.

Rocile odată îmbibate cu apă lasă să treacă mai greu apa prin ele, de unde rezultă că, infiltrația este mai activă în rocile uscate și în primele momente ale infiltrației.

2.2.1. FORMELE SUB CARE SE GĂSEȘTE FAZA LICHIDĂ ÎN TEREN

Apa în teren se găsește sub diferite forme: vapori de apă, apă de higroscopicitate, apă peliculară, apă de gravitație, gheață.

Vaporii de apă umplu toate spațiile dintre particulele solide ale pământului neocupate de apa lichidă, și circulă sub formă de vapori din zonele cu presiuni ridicate spre cele cu presiuni scăzute ale vaporilor. Conținutul de vapori de apă depinde de conținutul de vapori al atmosferei. Fiecărei temperaturi a aerului îi corespunde un anumit grad de saturație cu vapori și o anumită presiune a vaporilor. Dacă presiunea vaporilor din interio-

rul pământului este mai mare decât cea din atmosferă, se produce evaporarea apei din porii pământului. Dacă temperatura scade, se produce condensarea vaporilor din interiorul pământului.

Apa de higroscopicitate are grosimea câtorva molecule de apă, grosime care nu trece de $0,008 \mu$. Unele particule în contact cu apa au proprietatea de a lega moleculele de apă la suprafața lor — *pământuri hidrofile* — altele însă nu manifestă această proprietate — *pământuri hidrofobe*. În marea lor majoritate, particulele pământurilor sunt capabile să lege apa la suprafața lor.

Legătura dintre moleculele de apă și particula solidă este asigurată prin forțe de natură electromoleculară. La marginea particulelor de argilă existind ioni liberi negativi, moleculele de apă se orientează așa cum se vede în detaliul A (fig. 2.5).

Orientarea moleculelor de apă se datorește faptului că ele sunt bipolare, adică la un pol se găsește ionul de hidrogen cu sarcină electrică pozitivă, iar la celălalt pol ionul de hidroxid (OH) cu sarcină negativă.

Sub influența forțelor electromoleculare amintite mai sus, moleculele de apă sunt legate de nucleul solid, care împreună cu stratul de apă higroscopică, strins legat, formează granula.

Apa peliculară formează al doilea strat în jurul particulei solide, legat de aceasta tot prin forțele electromoleculare. În acest strat, orientarea moleculelor de apă devine cu atât mai neregulată cu cât se îndepărtează de suprafața nucleului solid.

Granula împreună cu apa peliculară formează un micel. Apa peliculară se mai numește și apă slab legată sau *liosorbită*. Apa higroscopică împreună cu apa peliculară formează apa legată fizic. Grosimea peliculei de apă legată fizic variază între $\left[\frac{1}{4} - \frac{1}{2}\right] \mu$, în funcție de compoziția chimico-mineralogică a fazei solide, de forma și mărimea nucleului solid.

Proprietățile apei legată fizic sunt cu totul diferite de cele ale apei obișnuite, datorită presiunii mari la care este supusă. Greutatea specifică a apei legată fizic atinge valori de $1,56 - 2,45 \text{ cN/cm}^3$, iar temperatura de îngheț ajunge până la -70°C . Ea nu poate fi separată de nucleul solid nici chiar printr-o forță centrifugă de 70 000 ori mai mare decât accelerația gravitațională.

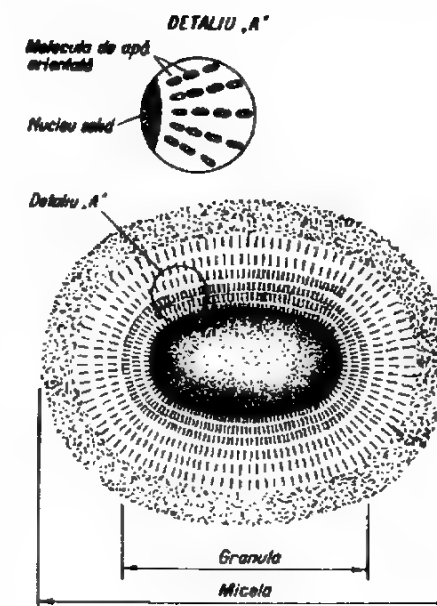


Fig. 2.5. Apa legată fizic.

Apa legată fizic imprimă pământurilor coeziunea și proprietățile elastice.

Apa de gravitație sau apa liberă ocupă golurile rămase libere dintre nucleele solide învelite cu apă legată fizic. În comportarea acestei ape, rolul principal îl are gravitația, în opoziție cu comportarea apei legată fizic a cărei mișcare pe suprafața particulelor solide se face exclusiv sub acțiunea forțelor moleculare și care numai împreună cu particula solidă se supune legilor gravitației.

Apa de gravitație se prezintă sub următoarele forme :

- apa liberă (freatică și de adâncime) ;
- apă capilară ;
- gheață.

Apa freatică se găsește în primul strat acvifer din apropierea suprafeței terenului (fig. 2.6).

Nivelul apei freatice este liber și el apare la săparea puțurilor și la executarea forajelor.

Apa de adâncime se găsește într-un strat acvifer situat între două straturi impermeabile. Alimentarea cu apă a acestor strate se face prin capetele de strat permeabile. Apa de adâncime poate să aibă nivel liber, atunci când golurile stratului permeabil sunt ocupate de apă numai pe o parte a grosimii lui. Când golurile sunt pline de apă pe toată grosimea stratului permeabil, adică până la partea inferioară a stratului impermeabil numit acoperișul stratului acvifer, apa de adâncime se va găsi la acest nivel sub o presiune corespunzătoare nivelului sursei de alimentare a apei de adâncime. Apa de adâncime care se găsește sub presiune se mai numește și apă captivă.

Nivelul până la care se ridică apele de adâncime într-un tub de foraj se numește *nivel piezometric*. Când nivelul piezometric se găsește deasupra nivelului terenului, apele de adâncime se numesc arteziene, iar

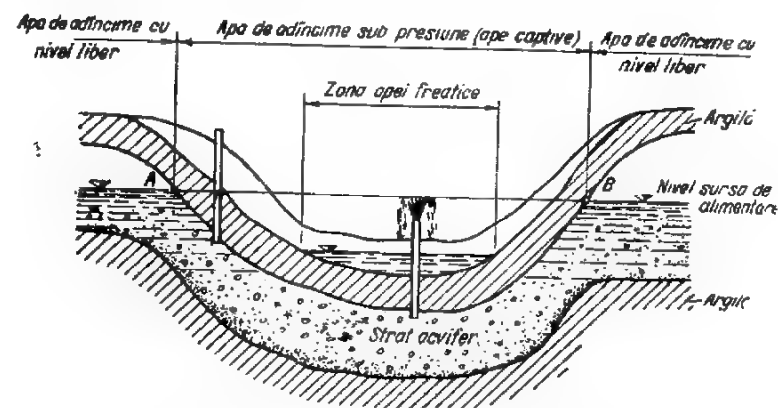


Fig. 2.6. Apa freatică și de adâncime.

dacă nivelul piezometric atinge cel mult cota nivelului terenului se numesc ascensionale.

Apa capilară apare în golurile dintre particulele solide ale pământului, care formează canale cu dimensiuni capilare. Din cauza atracției moleculare dintre apă și substanța solidă a peretelui se dezvoltă forțe de legătură care dau naștere unui menisc la contactul cu pereții golului capilar ; aceste forțe numite *tensiuni superficiale* sînt tangente la suprafața curbă a meniscului, pe linia de contact cu peretele solid. Unghiul format de tangenta la menisc cu peretele tubului se numește *unghi de contact* și se notează cu α .

Sub efectul forțelor de tensiune superficială apa se ridică în vasul capilar pe înălțimea h_c , (fig. 2.7.). Coloana de apă de înălțime h_c , rază r și greutate specifică γ_w este ținută în echilibru de componentele verticale ale tensiunii superficiale, uniform distribuite pe perimetrul $2\pi r$.

Ținînd seama de notațiile din figura 2.7., se poate scrie :

$$2\pi r T_s = \pi r^2 h_c \gamma_w,$$

de unde înălțimea capilară are valoarea :

$$h_c = \frac{2T_s}{r\gamma_w}. \quad (2.6)$$

Forța T_s depinde de vîscozitatea apei, care este în funcție de temperatură ; în tabela 2.1. este dată valoarea forței T în funcție de temperatură.

Tabela 2.1

Variația forței T în funcție de temperatura t .

$t^\circ\text{C}$	0	10	20	30	40
T [cN/cm]	0,0756	0,0742	0,0727	0,0711	0,0695

Fenomenul capilarității apare nu numai în cazul tuburilor cu diametrul interior mic, ci și între două plăci plane așezate paralel sau cu un unghi foarte mic închis între ele.

În pămînturi nu există tuburi capilare propriu-zise, ci canale formate din pori de dimensiuni neuniforme, astfel că legile generale ale capilarității stabilite pentru tuburi capilare nu pot fi utilizate în cazul pămînturilor, fără anumite precizări.

În cazul pămînturilor la care nu se manifestă influența apei legată fizic, înălțimea capilară observată este apropiată ca valoare de aceea calculată cu ajutorul expresiei (2.6).

În cazul argilelor însă, înălțimea capilară diferă mult de valoarea calculată. La aceste pămînturi, dia-

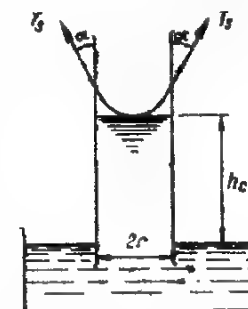


Fig. 2.7. Capilaritatea

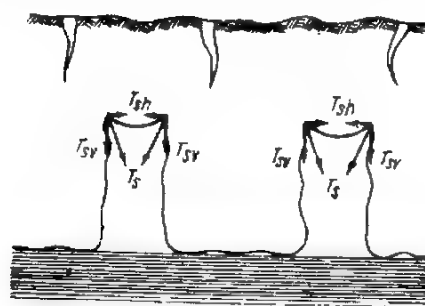


Fig. 2.8. Apa capilară în teren.

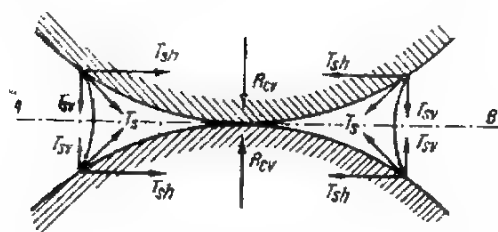
metrul secțiunii golurilor poate fi de ordinul micronilor; în acest caz, valoarea calculată este de ordinul zecilor de metri, în timp ce practic nu depășește 2—3 m. Această diferență se explică prin prezența apei legate, care reduce și chiar închide golurile de dimensiuni capilare, neputând fi îndepărtată de presiunea capilară care este mult mai slabă.

Prezența apei în canalele capilare influențează caracteristicile mecanice ale pământurilor respective. Reacțiunile tensiunilor superficiale, respectiv componentele verticale T_{sv} (fig. 2.8), produc o comprimare a pereților canalelor capilare. Acest fenomen face ca particulele acestor pământuri să nu poată fi separate cu ușurință unele de altele, ci să primească o serie de caracteristici similare cu ale pământurilor coezive.

Această coeziune, numită și *coeziunea aparentă*, durează numai atât cât durează efectul capilar. Apa capilară dispare prin uscarea pământului, prin evaporarea sau prin inundarea lui, care are ca rezultat dispariția meniscurilor, respectiv a tensiunilor superficiale.

Componentele orizontale ale reacțiunilor T_{sh} provocate de tensiunile superficiale tind să micșoreze secțiunea canalelor capilare, formând fisuri în pământurile supuse efectului capilar.

Coeziunea aparentă se mai produce sub influența apei capilare care apare în spațiul din jurul punctului de contact dintre particule (fig. 2.9), când golurile dintre ele nu sînt complet umplute cu apă. Reacțiunile tensiunilor superficiale, de pe linia de contact a meniscului, se descompun



2.9. Efectul capilar în teren.

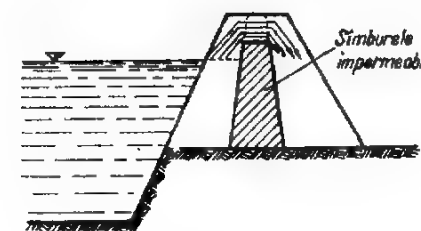


Fig. 2.10. Sifonul capilar.

în componente normale și paralele cu planul AB , considerat tangent în punctul de contact al particulelor. Componentele paralele cu planul AB se anulează două câte două, fiind egale și de sens contrar, iar cele normale vor da pentru fiecare particulă cite o rezultantă R_{cv} , care va presa una spre cealaltă cele două particule, provocînd o strînsă legătură între ele.

Un alt fenomen legat de capilaritate se produce în digurile de pământ. Pentru a-i asigura impermeabilitatea necesară, în interiorul digului se construiește un simbure impermeabil pînă deasupra nivelului maxim al apelor din canal. În cazul cînd pămîntul din dig permite formarea efectului capilar, apa din canal se va scurge în sensul săgeților (fig. 2.10), trecînd peste simburele impermeabil al digului formînd sifonul capilar. Pentru a împiedica formarea acestui fenomen impermeabilizarea digului se face pînă la coronament.

Gheața se formează cînd temperatura scade sub anumite limite, putînd să apară în porii terenului sub formă de cristale sau lentile. Prin înghețare, apa își mărește volumul cu cca 9%, deci la un pămînt care are volumul porilor egal cu volumul scheletului creșterea de volum prin îngheț ar trebui să fie de cca 4,5%. În realitate se constată, uneori, creșteri de volum de 20—30%, care se explică prin migrarea apei spre zonele unde s-au format lentile de gheață, mărind volumul acestora. Migrarea apei este condiționată de natura terenului, pericolul cel mai mare fiind în cazul pămînturilor prăfoase.

Prin formarea lentilelor și a incluziunilor de gheață se distruge structura pămînturilor, iar cu ocazia dezghețului în locul lentilelor apare o abundență mare de apă, care influențează în mod defavorabil rezistența terenului de fundație. Fundațiile construcțiilor suferă tasări inegale mari. În suprastructura drumurilor și a căilor ferate, lentilele de gheață în timpul înghețului produc denivelări în formă de cocoase, care sînt obstacole serioase în fața unei circulații normale. Denivelarea suprastructurii continuă și în perioada dezghețului, prin înmuierea terasamentului.

Pentru a preveni efectele defavorabile ale lentilelor de gheață asupra construcțiilor, talpa fundațiilor se așază sub nivelul pînă la care se resimte efectul înghețului și se împiedică infiltrarea apelor de suprafață în jurul construcției.

Adâncimea maximă de îngheț este dată prin prescripții pentru diferite localități din țară, în funcție de condițiile climatice. Aceste limite variază între 60 și 110 cm de la nivelul terenului (STAS 6054-64).

2.2.2. CIRCULAȚIA APEI ÎN TEREN

Apa conținută în teren poate fi în stare de repaus sau în stare de mișcare. Mișcarea apei în teren poate avea loc sub forma unei redistribuiri a umidității în limite restrinse, în care caz poartă denumirea de *migrație*, sau sub forma unei circulații propriu zise a apei, care având loc într-un mediu poros poartă denumirea de *filtrație*. Particulele de apă în decursul filtrației descriu, în general, curbe care se numesc *linii de curent*. Când liniile de curent nu se întretaie, curgerea apei este laminară.

Mișcarea apei în pământ se face sub influența unei diferențe de presiune ce poate fi asimilată cu o anumită înălțime de coloană de apă. Astfel, diferența dintre două presiuni $p_2 - p_1$ se poate exprima prin $h_2 - h_1$ (fig. 2.11).

Raportul dintre diferența de presiune și distanța dintre două puncte între care are loc filtrația apei poartă denumirea de *gradient hydraulic*;

$$i = \frac{h_2 - h_1}{l} \quad (2.7)$$

În cazul în care mișcarea are un caracter laminar, viteza cu care are loc filtrarea apei se poate calcula pe baza legii lui Darcy:

$$v = ki, \quad (2.8)$$

unde:

- v este cantitatea de lichid care trece în unitatea de timp prin unitatea de suprafață a corpului poros;
- k — coeficient de permeabilitate;
- i — gradientul hydraulic.

Viteza calculată cu formula lui Darcy nu este viteza reală de curgere a apei în pământ, deoarece se iau în considerare secțiuni care conțin atât golurile dintre granule cât și plinurile reprezentate de faza solidă.

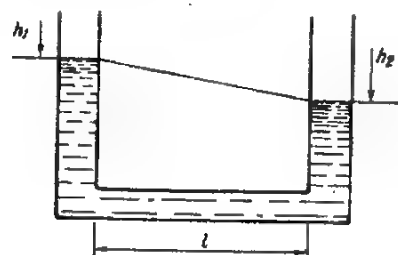


Fig. 2.11. Gradientul hydraulic.

Pământul având porozitatea n , porii vor ocupa din secțiunea unitară o suprafață egală ca mărime chiar cu n .

Luând în considerare:

$$\frac{v_r}{v} = \frac{1}{n},$$

rezultă viteza de filtrare:

$$v = nv_r, \quad (2.9)$$

unde v_r este viteza reală.

Coeficientul de permeabilitate este viteza de filtrație la un gradient hydraulic egal cu unitatea, relația (2.8).

Mărima coeficientului de permeabilitate se poate stabili prin încercări făcute în laborator sau la fața locului.

Aparatele folosite la încercările de laborator sînt *permeametrele*, care pot fi cu nivel constant sau variabil. Primele se folosesc pentru încercări cu pămînturi necoezive, cu permeabilitate mai mare, iar celelalte pentru încercări cu pămînturi necoezive cu granulația mai fină, precum și pentru pămînturi coezive.

Determinarea coeficientului de permeabilitate cu permeametrul cu nivel constant (fig. 2.12) se face măsurînd cantitatea de apă Q , care se scurge prin proba de secțiune A și lungime l , în intervalul de timp t .

Cu ajutorul a două preaplinuri se menține înălțimea hidrostatică constantă h .

Conform legii lui Darcy:

$$Q = kAit, \quad (2.10)$$

deci:

$$k = \frac{Q}{Ait}, \quad (2.11)$$

unde gradientul hydraulic este $i = \frac{h}{l}$.

La permeametrul cu nivel variabil (figura 2.13), după ce se inundă proba și se montează tubul, din partea superioară a aparatului se introduce apă în tub pînă la reper. La timpul t_1 se stabilește înălțimea h_1 a nivelului apei din tub, iar la timpul t_2 , înălțimea h_2 . Nivelul hidrostatic dat de coloana de apă fiind variabil, legea lui Darcy,

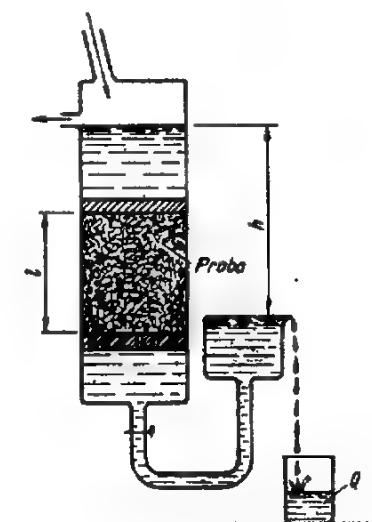


Fig. 2.12. Permeametrul cu nivel constant.

valabilă pentru aceeași înălțime hidrostatică, se scrie pentru valori înfinit de mici :

$$dQ = kA_2 i dt. \quad (2.12)$$

Se notează :

A_1 — secțiunea tubului ;

A_2 — secțiunea probei.

Debitul care trece prin secțiunea A_1 într-un interval dt , este :

$$dQ = A_1 dh$$

și este egal cu debitul care trece prin proba de secțiune A_2 deci se poate scrie :

$$A_1 dh = kA_2 \frac{h}{l} dt. \quad (2.13)$$

Separind variabilele și integrind între limitele h_1 , h_2 și t_1 , t_2 se obține :

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = - \int_{h_1}^{h_2} \frac{A_1 l dh}{A_2 kh}, \quad (2.14)$$

$$t_2 - t_1 = t = \frac{A_1 l}{A_2 k} \ln \frac{h_1}{h_2}, \quad (2.15)$$

de unde rezultă valoarea lui k :

$$k = \frac{A_1 l}{A_2 t} \ln \frac{h_1}{h_2}. \quad (2.16)$$

Integrarea s-a afectat cu semnul minus, deoarece unei creșteri a timpului dt îi corespunde o scădere a înălțimii coloanei de apă dh .

Determinarea permeabilității în laborator are mai multe neajunsuri. Din pământurile nisipoase nu se pot recolta probe perfect netulburate, iar structura se mai deranjează și la așezarea probei în aparat.

Pentru împiedicarea infiltrației apei pe lângă probă se iau măsuri (se

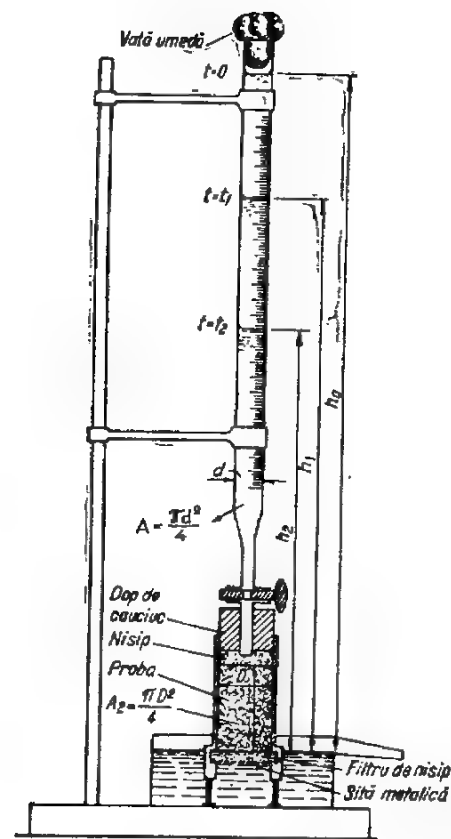


Fig. 2.13. Permeametrul cu nivel variabil.

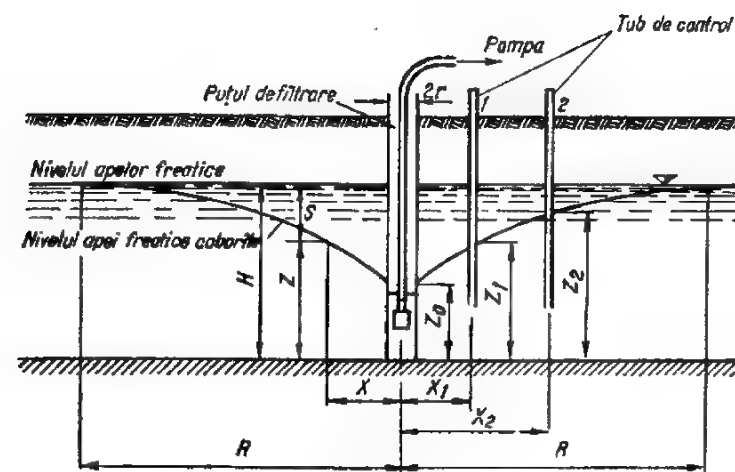


Fig. 2.14. Determinarea permeabilității la fața locului prin pompare directă.

unge stanța), totuși în unele cazuri se poate întâmpla să mai scape apă și pe lângă probă.

Rezultate bune se obțin în cazul când se determină coeficientul de permeabilitate la fața locului. Aceste metode dau valori mai exacte, dar sînt mult mai costisitoare, necesitînd lucrări și aparatură mai complexă.

Dintre diferitele metode utilizate se va descrie numai metoda pomparei apei dintr-un puț forat și metoda determinării vitezei reale de scurgere.

Prima metodă se poate aplica pentru determinarea coeficientului de permeabilitate într-un strat acvifer cu nivel liber (fig. 2.14).

Cu ajutorul unui tub de foraj se execută un puț cu diametrul de 200—600 mm, pînă la stratul impermeabil în care se introduce tubul filtrant cu diametrul de 150—200 mm, perforat la partea inferioară. Pe măsură ce se scoate tubul de foraj, se umple spațiul din jurul tubului filtrant cu material, avînd granulația stabilită în funcție de felul terenului înconjurător. În interiorul tubului filtrant se introduce sorbul pompei; prin pompare se obține o coborîre a nivelului apei subterane după o curbă de depresiune care se menține prin pompare continuă cu un debit constant.

Pentru a stabili ordonatele curbei de depresiune se introduce în jurul puțului 4—6 tuburi de observație, unul în imediata apropiere a puțului, iar celelalte la distanțe din ce în ce mai mari. Nivelul apei din tubul filtrant nu poate fi luat în considerare la stabilirea ordonatelor curbei de depresiune din cauză că nivelul acesta se desprinde, de multe ori, de acela al curbei de depresiune pe perimetrul puțului, datorită rezistenței lui.

Măsurătorile încep cînd nivelul apei în tuburile de observație rămîne constant la același debit pompat, ceea ce se obține numai după pompări continue de mai multe zile.

Coeficientul de permeabilitate se calculează cu relația [10] :

$$k = \frac{q}{\pi(z_2^2 - z_1^2)} \ln \frac{x_2}{x_1}, \quad (2.17)$$

unde :

- k este coeficientul de permeabilitate, în cm/s ;
- q — debitul pompat, în cm³/s ;
- x_1, x_2 — distanțele de la axa puțului filtrant pînă la axa tuburilor de observație 1 și 2, în cm ;
- z_1, z_2 — înălțimea apei în tuburile de observație 1 și 2 măsurată de la baza stratului filtrant, în cm.

Dacă se fac observații în mai multe tuburi, se pot obține valori medii mai exacte.

Coeficientul de permeabilitate se poate determina în mod simplu în cazul cînd există două puțuri la distanța d și între ele există un curent de apă datorită diferenței de nivel h (fig. 2.15).

În puțul A se introduce o soluție salină sau un colorant iar din puțul B se iau probe de apă la intervale scurte, pînă cînd se constată prezența sării sau a colorantului. Cînd timpul t necesar pentru parcurgerea distanței d , timp măsurat din momentul introducerii soluției în puțul A și pînă în momentul apariției ei în puțul B , se poate stabili viteza reală v_r a apei :

$$v_r = \frac{d}{t}. \quad (2.18)$$

Din relația (2.8), stabilită pe baza legii lui Darcy, rezultă coeficientul de permeabilitate :

$$k = \frac{v}{i}.$$

Viteza de filtrație v se calculează cu relația (2.9) iar gradientul hidraulic este $i = \frac{h}{l}$, astfel rezultă :

$$k = \frac{nd^2}{th}. \quad (2.19)$$

Această metodă se execută cu mijloace mai simple, însă necesită stabilirea porozității n a terenului, lucru ce prezintă inconveniente în cazul terenurilor necoezive din care probele netulburate sînt foarte greu de recoltat.

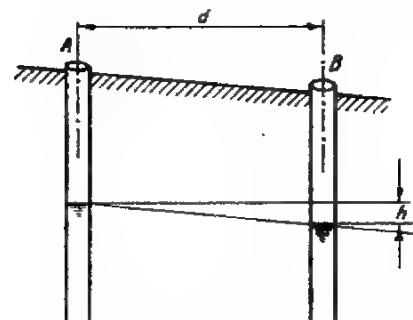


Fig. 2.15. Determinarea permeabilității la fața locului cu ajutorul puțurilor.

2.3. FAZA GAZOASĂ

Gazele ocupă în teren porii dintre granule, porii ce nu sînt ocupați de faza lichidă. Gazele din porii mai mari, din pămînturile nisipoase, sub efectul temperaturii sau a presiunilor transmise de fundația construcțiilor se pot elimina ușor din teren. Aceste gaze nu au influență mare asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor. În schimb, gazele din porii mai mici de la adîncime mai mare (de cca. 10 m) din pămînturile argiloase, nu se elimină și rămîn incluse în teren. În acest caz, gazele sub forma bulelor provoacă apariția unor tensiuni superficiale în teren care într-o foarte mică măsură îi modifică caracteristicile mecanice. Față de solicitările exterioare, faza gazoasă inclusă în teren are o deformare elastică și produce o sporire a elasticității pămîntului argilos. De asemenea, faza gazoasă din teren reduce permeabilitatea acestuia.

3.1. SCOPUL CERCETĂRILOR GEOTEHNICE

Cercetările geotehnice au drept scop cunoașterea amănunțită a terenului din zona în care se resimte influența construcției, adică din zona activă. Ele se referă la determinarea stratificației terenului, la regimul apelor subterane, precum și la stabilirea caracteristicilor fizico-mecanice, necesare pentru a se putea trage concluzii asupra comportării terenului sub sarcini sau ca material de construcție.

Pentru efectuarea cercetărilor trebuie să se dispună de planul amplasamentului, de o schiță sau anteproiect sumar al viitoarei construcții, de mărimea și natura sarcinilor ce urmează a se transmite terenului, precum și de date asupra proceselor tehnologice care ar putea influența proprietățile fizico-mecanice ale pământului de fundație.

Cercetarea terenului se efectuează în mai multe etape și anume :

- recunoașterea terenului ;
- explorarea terenului în adâncime ;
- încercări asupra terenului de fundație în laborator sau la fața locului.

3.2. RECUNOAȘTEREA TERENULUI

Recunoașterea terenului se face cu scopul de a obține date legate de existența umpluturilor, instalațiilor îngropate, carierelor, exploatărilor miniere etc. ; se culeg date legate de modul de comportare în timp a construcțiilor vecine.

Totodată se face o descriere a terenului din punct de vedere morfologic, se culeg date legate de geologia regiunii, adică de natura, stratificația și stabilitatea generală a terenului. Se studiază regimul apelor de suprafață și subterană din zona respectivă și seismicitatea regiunii.

Cu ajutorul ridicărilor topografice se întocmește un plan cotate al amplasamentului.

Datele obținute în urma cercetărilor efectuate pentru recunoașterea terenului furnizează indicații foarte importante, care completate cu datele

obținute în urma cercetărilor de laborator sau la fața locului dau o imagine clară în privința comportării terenului de fundație sub sarcini și a influenței condițiilor specifice ale regiunii asupra construcției ce urmează a se edifica pe amplasamentul respectiv.

3.3. EXPLORAREA TERENULUI ÎN ADÂNCIME

Se face cu scopul de a obține informații suficiente legate de stratificația terenului, pe adâncimea zonei active și de regimul apelor subterane.

În vederea obținerii acestor date se execută sondeaje, adică lucrări speciale care sînt de mai multe feluri :

- sondeaje deschise ;
- foraje (manuale sau mecanice) ;
- sondeaje cu aparate de penetrare ;
- metode geofizice.

Alegerea procedurii de explorare depinde de natura și importanța construcției, de adâncimea zonei active și natura terenului de fundație, precum și de faza de proiectare pentru care se execută. Numărul sondejelor se stabilește în funcție de amplasarea și natura construcției, de mărimea suprafeței care se cercetează și de natura terenului de fundație, iar adâncimea lor se stabilește în așa fel încît să cuprindă toate stratele pe adâncimea zonei active. Cum această zonă este foarte greu de delimitat de la început, neavînd suficiente date, pentru stabilirea adîncimii minime a sondejelor se folosesc prevederile cuprinse în STAS 1242-61.

Numărul minim de sondeaje, pe un amplasament care nu a mai fost studiat cu alte ocazii, este de trei.

Poziția în plan a sondejelor stabilite de către organul de cercetare se prezintă într-un plan de situație care trebuie să conțină distanța dintre sondeaje, cota sondejelor față de reperul nivelitic permanent, precum și numerotarea lor.

3.3.1. METODE DE EXECUTARE A SONDAJELOR

Metodele de executare a sondejelor sînt numeroase și alegerea lor se face ținînd seama de scopul urmărit și de situația geologică.

1) Sondeaje deschise.

Gropile sînt săpături verticale de secțiune mică, cu pereți nesprijiniți, care se utilizează atunci cînd este suficientă cercetarea terenului pe o adâncime redusă (fundații de drumuri).

Șanțurile în trepte sînt săpături a căror adâncime poate merge pînă la 5—6 m, pereții fiind în general nesprijiniți (fig. 3.1.). Pe măsură ce săpătura se adîncește, se iau probe la intervale (nivele) prescrise, iar secțiunea se reduce prin crearea de trepte.

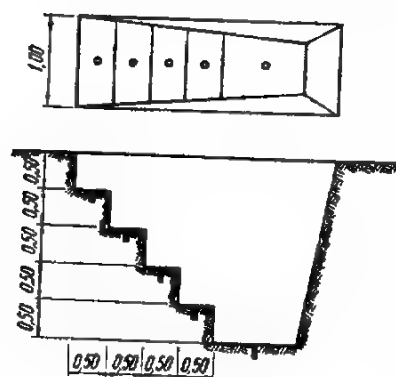


Fig. 3.1. Șanț în trepte.

Galeriile sînt săpături în general orizontale, care se folosesc în cazul cercetării rocilor tari, la construcția barajelor și tunelurilor.

Avantajul sondajelor deschise se remarcă prin faptul că pămîntul poate fi văzut în așezarea sa naturală, iar probele recoltate prezintă garanție mai mare de a avea starea netulburată.

Pentru aceste motive, cînd este posibil, se va recurge la cercetări prin sondaje deschise. Cercetarea prin sondaje deschise este reglementată de STAS 3413-66. Din cauza dificultăților sau a duratei mari de execuție, de multe ori se renunță la sondaje deschise și se recurge la foraje.

2) Foraje. Forarea constă în săparea unui canal vertical cu secțiune redusă cu ajutorul unor unelte de săpat, care sînt manevrate de la suprafață prin intermediul unor tije care stau pe un trepid (fig. 3.3). Pentru ca pereții săpăturii să nu se surpe și pentru a împiedica pătrunderea la-

terală a apei subterane, pe măsură ce avansează unelte de săpat, se coboară un tub metalic denumit burlan de foraj sau coloană de tubaj.

Instabilitatea pereților săpăturii în cazul unor terenuri, pe adîncime de 5—6 m fără sprijiniri sau apariția apei subterane la o adîncime mai mică, fac dificilă cercetarea terenului cu ajutorul șanțului în trepte.

Coloana de tubaj este alcătuită din tuburi de oțel avînd diametrul de 150—200 mm, care se pot înnădi pe măsură ce pătrund în teren. Manevrarea uneltelor de săpat și a coloanei de tubaj se face cu ajutorul unui scripete, care se găsește la partea superioară a trepidului și cu ajutorul unor juguri sau rîngi pentru imprimarea mișcării de rotație.

Felul uneltelor de săpat depinde de natura terenului în care se execută forajul.

Astfel, pentru pămînturi coezive nu prea tari se utilizează lingura (fig. 3.4, a); cele tari se afinează în prealabil cu burghiul (fig. 3.4, b); pentru nisipuri sub apă se utilizează pompa cu clapetă (fig. 3.4, c); iar pentru bolovani și stîncă se utilizează diferite tipuri de dălți (fig. 3.4, d).

Acționarea uneltelor de săpat se face prin rotirea tijelor, în cazul lingurii și burghiului, prin șocuri repetate în cazul pompei cu clapetă (care se acționează de la suprafață prin cablu) și prin percuție în cazul dălților.

Deoarece în cazul forajului nu se pot lua probe netulburate din nisipuri, gradul lor de indesare se apreciază pe baza rezultatelor unei încercări de penetrare în foraj, făcută prin înfigerea prin batere a unei țevi de oțel, încercare reglementată de STAS 3198-71. Conform acestui standard, în funcție de numărul de lovituri necesare pentru introducerea țevii pe o anumită adîncime, se apreciază gradul de indesare la pămînturile necoezive, respectiv consistența la cele coezive.

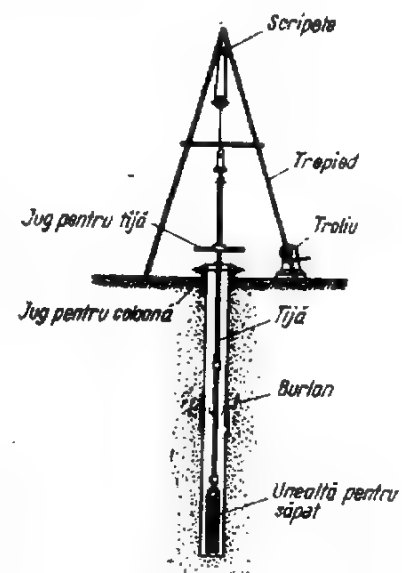


Fig. 3.3. Dispozitiv pentru forare.

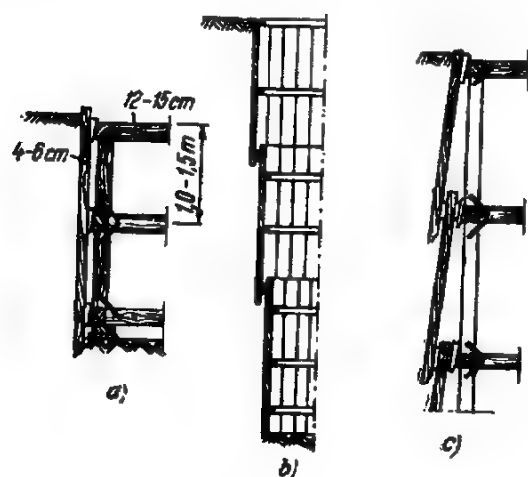
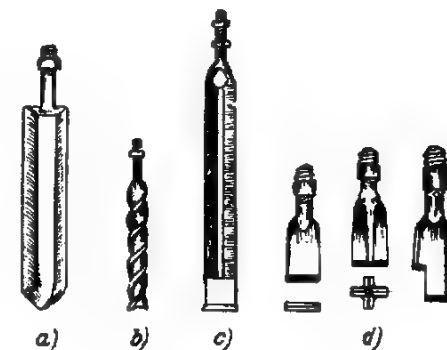


Fig. 3.2. Tipuri de sprijiniri pentru puțuri.

a — verticală; b — trepte verticale; c — trepte înclinate.

Fig. 3.4. Unelte de săpat :
a — lingură; b — burghiu; c — pompă cu clapetă;
d — dălți.

Deși în unele condiții este mai avantajoasă decât metoda puțurilor deschise, metoda clasică de foraj implică un volum mare de muncă, respectiv o durată de execuție relativ lungă. Viteza de foraj variază în funcție de natura terenului, fiind de 5—10 m/zi.

O metodă care se dovedește a fi mult mai economică și mai avantajoasă este metoda de executare a forajelor prin vibrație; concomitent cu executarea forajelor se recoltează și probele.

Metoda de forare și recoltare a probelor prin vibrație se bazează pe introducerea unei carotiere în teren, sub acțiunea greutății proprii a vibromecanismului și a tijelor de foraj precum și a forței perturbatoare oscilatorie sau a vibropercuțiilor. Carotiera este un tub metalic cu lungimea de 1,0—2,0 m cu un capăt prelucrat sub formă de cuțit, tub realizat în așa fel încât să se poată echipa cu ștuțurile necesare recoltării probelor netulburate.

La executarea forajelor prin această metodă, productivitatea sporește mult față de metoda clasică (de circa 3—4 ori).

Pentru fiecare sondaj executat, se întocmește și se ține la zi, de către șeful de echipă, fișa sondajului.

3) **Sondarea prin penetrare.** Se utilizează atunci când se urmărește să se reducă la minim forajele care, în general, sînt costisitoare. În acest sens se execută penetrări în locul forajelor, comparîndu-se diagramele de penetrare cu diagramele penetrărilor efectuate lîngă forajele executate.

În cazul în care diagramele sînt foarte apropiate rezultă că nu au intervenit modificări esențiale în ceea ce privește stratificația și caracteristicile terenului.

4) **Metodele geofizice.** Metodele geofizice sînt metodele de explorare directă la fața locului, capabile să elimine o serie de încercări de laborator, care pot introduce erori și care necesită probe netulburate, probe ce nu se pot recolta din orice fel de teren.

3.3.2. RECOLTAREA PROBELOR

Probele care se recoltează cu ocazia cercetării terenului de fundație pot fi:

- netulburate, adică la care s-a păstrat și structura naturală și umiditatea;
- tulburate, la care nu s-a păstrat structura naturală.

Probele netulburate se pot recolta din sondajele deschise cu ajutorul unui cilindru metalic denumit *ștuț*, care este ascuțit la unul din capete și care se introduce în teren prin batere pe celălalt capăt, pe care se așază o bucată de lemn. De multe ori, recoltarea probelor se poate efectua direct cu ștanța, care este tot un cilindru metalic dar de dimensiuni mai mici (fig. 3.5, a) care se folosește direct la determinarea unor caracteristici fizice sau mecanice în laborator. Introducerea ștanței în teren se

poate efectua prin batere sau prin presare cu ajutorul unui piston de mină (fig. 3.5, b).

Pentru a-și conserva umiditatea naturală, după extragerea din pămînt probele se parafinează la ambele capete. De asemenea, se pot lua probe netulburate sub formă de cuburi (monoliți) cu latura 20—30 cm, care după parafinare se așază în lădițe de lemn.

Probele recoltate trebuie ferite pe cît posibil de variații de umiditate și temperatură.

Probele netulburate din foraje se iau în ștuțuri cu ajutorul unor aparate special construite (fig. 3.6).

Prin loviturile aplicate cu ajutorul berbecului ștuțul se înfige în teren, apoi cu ajutorul trolului instalației de forare se ridică și se scoate din gaura de foraj.

Probele tulburate se recoltează cu ocazia curățirii uneltelor de săpat în cazul forajelor sau prin detașarea unui monolit de formă oarecare în cazul sondajelor de suprafață. Aceste probe se păstrează în borcane cu capac metalic sau în lădițe de lemn de 100×10 cm despărțite în 10 compartimente.

Atît probele netulburate cît și cele tulburate se etichetează imediat după extragerea lor din sondaj, menționîndu-se în mod obligatoriu și în ordinea specificată următoarele:

- șantierul de unde s-a recoltat proba;
- numărul sondajului, conform programării;

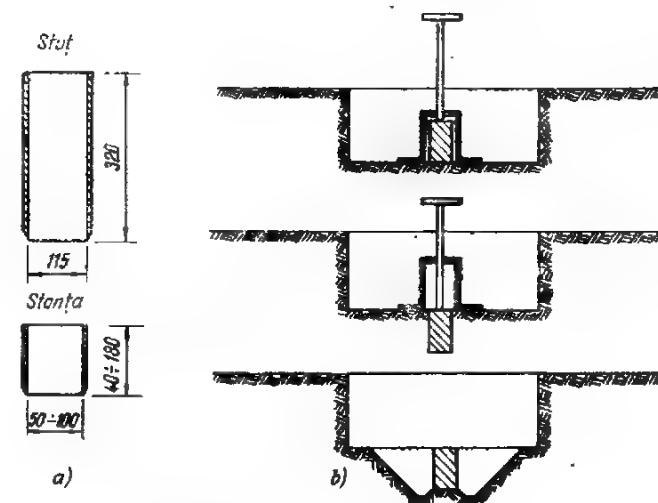


Fig. 3.5. Recoltarea probelor :
a — ștuț și ștanță pentru recoltarea probelor; b — recoltarea probelor cu ajutorul pistonului de mină.

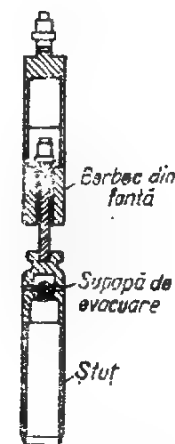


Fig. 3.6. Aparat pentru extragerea probelor din foraj.

Tabela 3.1

Criterii de recunoaștere a rocilor care alcătuiesc ținuturile neatincoase, după STAS 1243-65.

Denumirea	Aspect în stare naturală		Aspect răpătură	Aspect clătură	Culoarea	Senzatie la pipăit	Consistența	Plasticitate	Aderența față de metale	Desfacere în apă	Reacție cu HCl
	Granule și pori	Compo- nenți near- giloși viz- ibili									
Argilă grasă	invizibile	—	neregulat	foarte lucios	variabilă (1..9)	Foarte unsuroasă	variabilă în gene- ral mare	foarte mare	foarte mare	nu se dezagregă, dar se poate umfla	nu reac- ționează
Argilă	invizibile	—	neregulat	foarte lucios	variabilă (1..9)	unsuroasă	variabilă în general mare	foarte mare	foarte mare	nu se dezagregă, dar se poate umfla	nu reac- ționează
Argilă prăfoasă	vizibile în parte când a- pare ni- sipul	—	neregulat mat	lucios	variabilă (1..9)	puțin un- suroasă între puțin dinți	variabilă	mare	mare mijlocie	mijlocie	—
Argilă prăfoasă și nisip	vizibile când a- pare ni- sipul	—	—	puțin lucios	2, 3, 4, 5, 6	aspră la pi- păit, scri- turi între dinți	variabilă	mijlocie	redușă	mijlocie, une- ori destul de rapidă	—
Praf argilos	vizibile când a- pare ni- sipul	—	mat	mat	variabilă (1..9)	puțin aspru	variabilă	mijlocie	redușă	destul de rapidă	—
Nisip argilos	vizibile	—	mat	mat	2, 3, 4, 5, 6, 7	aspru la pi- păit, scri- turi între dinți	mică	mică	redușă	rapidă	—

Praf	vizibile în parte	—	mat	mat	2, 3, 4,	aspru la pi- păit, scri- turi între dinți	variabilă	mică	redușă	rapidă	—
Loess	vizibile în parte	nisip în concre- țiuni de calcar	—	mat	2, 3	aspru la pi- păit, scri- turi între dinți	în gene- ral mare	mică	foarte redușă	mijlocie	slabă, în de- lunga- tă
Argilă marnoa- să	invizibile	calcar in- vizibil	neregulat mat	puțin lucios	1, 2, 3, 6, 7, 8	puțin un- suroasă	variabilă în ge- neral mare	mică	redușă	mijlocie	slabă, în de- lunga- tă
Marnă argiloa- să	invizibile	calcar puțin vizibil	idem	mat	1, 2, 3, 6, 7	foarte puțin unsuroasă	idem	mare	foarte redușă	mijlocie	puternică că de scurtă durată
Marnă	invizibile	idem	idem	mat	2, 3, 4, 5, 6, 8	foarte puțin unsuroasă	idem	mare	idem	lentă	puternică scurtă durată
Mil	vizibile în parte	praf	idem	lucios	7, 8, 9	puțin un- suroasă	mică	foarte mare	redușă	rapidă	slabă
Nămol	vizibile în parte	praf și materii organice	—	lucios	7, 8, 9	idem	mică	foarte mare	redușă	rapidă	slabă
Rocă căr- bunoasă	invizibile	cărbune	neregulat	lucios	3, 8, 9	unsuroasă	variabilă	mare	mijlocie	mijlocie, uneori se umflă	reacțio- nează
Cărbune	vizibile în parte	resturi vegetale	așchios fibros	lucios	9	aspră	—	—	—	—	—
Umplu- tură	vizibile	diverse	—	—	variabilă (1..9)	aspră	foarte re- dușă	foarte re- dușă	—	rapidă	uneori

— ca variații de culori se disting:

1 albicioasă; 2 galbenă; 3 cafenie; 4 roșcată; 5 ruginie; 6 verzuie; 7 albăstruie; 8 cenușie; 9 neagră.

* variabilă în funcție de conținutul în carbonat de calciu.

- numărul probei în sondaj, numerotarea începînd de la suprafață și cuprinzînd toate probele netulburate și tulburate expediate laboratorului;
- numărul ștufului ștanțat pe acesta sau numărul borcanului;
- cota probei, considerată de la nivelul terenului în dreptul sondajului măsurată pînă la talpa sondajului în momentul introducerii aparatului de luat probe;
- denumirea pămîntului;
- culoarea pămîntului;
- starea fizică a pămîntului;
- adîncimile (considerate de la nivelul terenului) între care este cuprins stratul respectiv.

Pentru a putea stabili natura terenului pe șantier, în tabela 3.1. se dau criteriile de recunoaștere a rocilor care alcătuiesc terenurile nestîncioase, conform STAS 1243/65, iar pentru aprecierea stării fizice tabela 3.2.

Tabela 3.2

Criterii de apreciere pe șantier a stării fizice a terenurilor.

Denumirea terenului	Caracteristici de îndesare și consistență	
	Denumire	Identificare
Terenuri necoezive		
— bolovăniș	afinat	poate fi luat cu lopata.
— pietriș	compactat	se sapă cu cazmaua
— nisip	ușor cimentat	se scot bulgări
Praf	moale	poate fi frămîntat între degete
	tare	poate fi frămîntat între degete numai dacă e apăsător
Argilă	curgătoare	se scurge printre degete
	plastic moale	se frămîntă ușor
	plastic consistentă	se frămîntă
	plastic vîrtoasă	se frămîntă greu
	tare	nu se frămîntă, f. rigidă

3.4. CERCETAREA TERENULUI DE FUNDATIE LA FAȚA LOCULUI

Pentru a evita unele din erorile făcute cu ocazia determinărilor de laborator și a deranjării structurii cu ocazia recoltării probelor, în tehnica de cercetare a pămîntului s-au dezvoltat în mod deosebit metode de cercetare a terenului și de determinare a caracteristicilor geotehnice la fața locului.

3.4.1. CERCETAREA TERENURILOR CU AJUTORUL PENETROMETRELOR

Penetrometrele sînt aparate simple și economice, care se introduc în teren prin batere sau apăsare, cu ajutorul cărora se pot stabili: rezistența relativă a diferitelor straturi de pămînt, gradul de îndesare, porozitatea, modulul de deformare etc.

Elementul principal al penetrometrului este virful conic care poate avea diferite secțiuni și unghiuri la virf. Tija face legătura dintre virf și partea prin intermediul căreia se dezvoltă forța necesară învingerii rezistenței terenului la înaintarea conului.

După felul cum se aplică forța de penetrare și după construcția lor, penetrometrele pot fi statice sau dinamice.

La penetrometrele statice rezistența la înaintarea conului este învinsă de forța statică (de apăsare), forța care se aplică la partea superioară a tijei penetrometrului.

În figura 3.7. este reprezentat un penetrometru static fără manta. Se folosește la adîncimi mici, în special în groapa de fundație în cazul pămînturilor legate, la care se poate elimina frecarea pe tije prin construcția aparatului, întrucît secțiunea conului de penetrare este mai mare decît secțiunea tijei.

Prin intermediul inelului dinamometric tarat se poate determina rezistența terenului la înaintarea conului penetrometrului. Citirea pe microcomparatorul inelului dinamometric se face în momentul în care conul

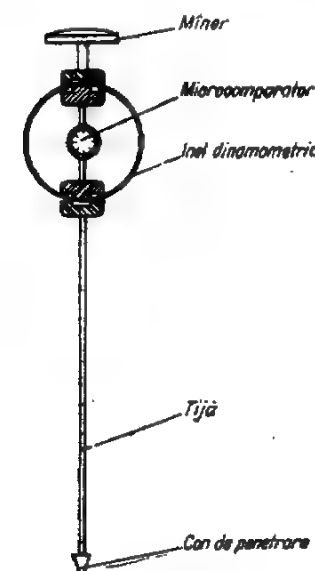


Fig. 3.7. Penetrometru static fără manta.

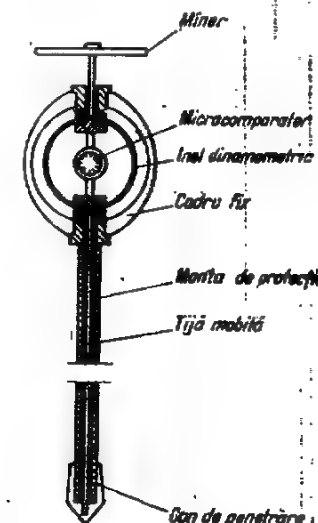


Fig. 3.8. Penetrometru static cu manta.

înaintează în teren sub o forță de apăsare constantă, adică atunci când indicatorul microcomparatorului oscilează în jurul unei valori de pe cadran.

Pentru adâncimi mai mari și în terenuri necoezive se folosesc penetrometrele statice sau dinamice cu manta (fig. 3.8.). Mantaua elimină frecările pe suprafața laterală a tijei și se înregistrează numai forța care provine din rezistența pe care o opune terenul înaintării conului.

Adâncimea până la care se pot utiliza penetrometrele statice depinde de forța de apăsare disponibilă. Întrucât aceste penetrometre sînt acționate, în general, manual rezultă că și forța de apăsare este relativ mică, putîndu-se ajunge la adâncimi de 1,0—2,0 m.

În cazul cînd se urmărește cercetarea pămînturilor la adâncimi mari se poate utiliza penetrometrul static ușor sistem Gamski. Acest penetrometru static are tija protejată iar rezistența opusă de teren la înaintarea conului este echilibrată de rezistența la smulgere a unui burghiu spiral de ancoraj în axul căruia culisează tija aparatului la capătul căreia se găsește conul de penetrare. Penetrarea este combinată cu foraj manual; se forează pînă la o anumită cotă cu un burghiu de foraj, se înlocuiește după aceea cu burghiul de ancoraj care se introduce în terenul sănătos și apoi se execută penetrarea prin acționarea asupra tijei cu ajutorul unui dispozitiv simplu cu care se realizează forța statică de penetrare.

În cazul pămînturilor necoezive burghiul de ancoraj nu este capabil să preia reacțiunea terenului la înaintarea conului și se execută o ancorare la suprafață cu ajutorul unor plăci. Patru plăci se plasează pe pereții verticali ai unei gropi de adâncime mică (mîn. 40 cm) prin intermediul cărora se predă reacțiunea, terenului de la suprafață.

Penetrometrul static ușor sistem Gamski se poate utiliza pînă la adâncimi de cca. 10 m. manevrarea făcîndu-se ușor întrucît și tije și mantaua sînt tronsonate în bucăți de cîte 1,0 m.

În general însă, la adâncimi mari este mai economică folosirea penetrometrelor dinamice (fig. 3.9).

Din punct de vedere constructiv, penetrometrul dinamic este tot atît de simplu ca și penetrometrul static. Se compune din următoarele părți principale:

- conul de penetrare la partea inferioară a tijei;
- tije intermediare care se assemblează prin filetare;

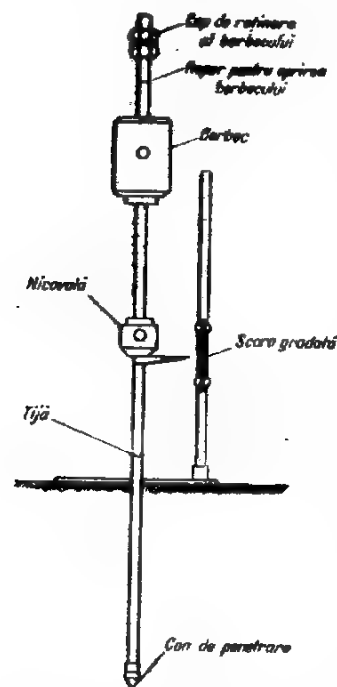


fig. 3.9. Penetrometru dinamic.

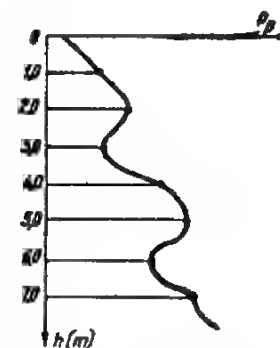


Fig. 3.10. Diagrama de penetrare statică.

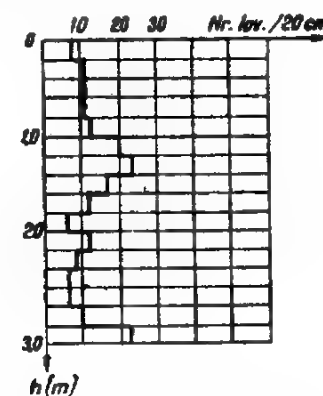


Fig. 3.11. Diagrama de penetrare dinamică.

- tija fixă prevăzută cu o nicovală;
- berbecul care culisează pe tija fixă și lovește nicovala.

Pentru încercări la adâncimi mari și în terenuri necoezive aparatul este prevăzut cu o manta de protecție a tijei.

Principiul de funcționare se bazează pe înaintarea conului în teren sub acțiunea lucrului mecanic realizat prin căderea berbecului de la o anumită înălțime.

Rezultatele încercărilor de penetrare se pot reprezenta grafic conform figurilor 3.10 și 3.11.

La penetrările statice în grafic se înscrie pe abscisă presiunea de penetrare p_p , în daN/cm^2 , iar pe ordonată adâncimea de penetrare h , în m; în felul acesta se obține diagrama din figura 3.10, care dă o imagine clară asupra variației rezistenței terenului în adâncime.

În cazul penetrometrelor dinamice, un mod de reprezentare a rezultatelor este cel arătat în figura 3.11. Pe abscisă se înscrie numărul de lovituri necesare pentru a străbate cu vârful penetrometrului o adâncime constantă în teren (10 sau 20 cm), iar pe ordonată se măsoară adâncimea străpunsă de vârful penetrometrului. Cu cît numărul de lovituri este mai mare pentru înaintarea conului cu aceeași adâncime, cu atît terenul este mai rezistent.

Se obține o reprezentare foarte clară în ceea ce privește stratificația terenului, făcînd un profil în lung prin locul penetrărilor și unind adâncimile de pătrundere al vârfului penetrometrului sub un număr constant de lovituri, de exemplu 10 20 30 etc. (fig. 3.12).

La terenuri omogene cu aceeași rezistență, liniile sînt orizontale. În figura 3.12 este reprezentat un teren cu o rezistență variabilă în regiunea celor 7 penetrări efectuate. Terenul opune rezistența cea mai mare în dreptul penetrării 2, iar în regiunea penetrărilor 5—6 rezistența cea mai mică.

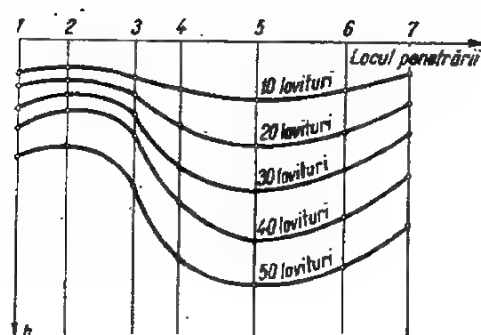


Fig. 3.12. Diagrama de variație a rezistențelor de penetrare la terenuri neomogene.

Penetrometrele sînt foarte eficace pentru a descoperi în terenul de fundație variațiile locale în stratificația pămînturilor în ce privește caracteristicile lor fizico-mecanice.

3.4.2. CERCETAREA PĂMÎNTURILOR CU IZOTOPI RADIOACTIVI

Pentru determinarea umidității și greutatei specifice aparente a pămîntului, în ultimul timp, se folosesc izotopii radioactivi atît pentru cercetări de suprafață cit și pentru cele de adîncime.

Principiul de funcționare se bazează pe proprietatea corpurilor de a absorbi o parte din radiațiile gamma ce le străbat, în funcție de densitatea materialului străbătut. Atît aparatele de suprafață (fig. 3.13) cit și sondele conțin elemente radioactive despărțite de un perete de plumb de contor. Din radiațiile emise numai o parte ajung la contor, pierderile fiind cauzate de absorbția de particule gamma de către pămînt. Măsurînd energia care a străpuns stratul și existînd un grafic de etalonare se poate deduce densitatea terenului cercetat.

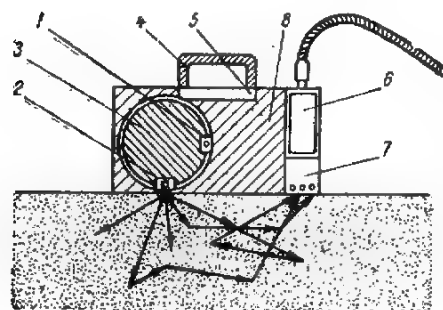


Fig. 3.13. Densimetru placă D.P. 1 cu radioizotopi :

1 - poziția sursei în repaus; 2 - poziția sursei în timpul lucrului; 3 - tamburul roților de plumb; 4 - mîner; 5 - dispozitiv de rotire a tamburului; 6 - preamplificator; 7 - camera contorilor; 8 - ecran de plumb.

Pentru determinarea umidității se utilizează beriliu preparat care eliberează neutroni rapizi care sînt încetiniți de atomii de hidrogen din moleculele de apă cuprinse în teren. Numărul neutronilor frinați înregistrați de contor sînt direct proporționali cu umiditatea terenului. Cu ajutorul graficelor de etalonare se determină umiditatea cu precizie de 2%.

Metoda prezintă multe avantaje fiind foarte rapidă și exactă însă ca dezavantaj se poate aminti că necesită personal calificat și autorizat și aparatură destul de costisitoare.

Metodele de determinare a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenurilor de fundație la fața locului sînt multiple. În cadrul acestui capitol s-au prezentat o parte din ele, urmînd ca unele metode să fie prezentate în alte capitole.

4. CARACTERISTICILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR

Pământurile prezintă o structură complexă fiind formate din diverse minerale; ele au fragmente cu dimensiuni sub 2 mm. Așa cum s-a arătat, particolele solide ocupă numai o parte din volumul total al probei de pământ. Echilibrul unei mase de pământ este asigurat prin intermediul forțelor de frecare și a celor de atracție electromoleculară. Forțele de legătură dintre particole sînt cu mult mai slabe decît rezistența fiecărei particole privită izolat.

Pentru a putea aprecia comportarea pământurilor, atît ca suport al fundațiilor cît și ca material de construcții, trebuie cunoscute caracteristicile sale fizice și mecanice.

Caracteristicile fizice de bază ale unui pământ sînt: *greutatea specifică a scheletului mineral*, *greutatea specifică aparentă* denumită și greutatea volumetrică și *umiditatea*. Alături de cele trei caracteristici fizice principale se mai adaugă porozitatea, indicele porilor, limitele de consistență, gradul de indesare, permeabilitatea. Caracteristicile mecanice ale pământurilor sînt reprezentate prin rezistența la compresiune și rezistența la forfecare, cu ajutorul cărora se determină modulul de deformare, unghiul de frecare interioară, coeziunea etc.

4.1. GREUTATEA SPECIFICĂ A SCHELETULUI MINERAL

Greutatea specifică a scheletului mineral sau a fazei solide, notată prin γ_s , reprezintă raportul dintre greutatea particulelor solide G_s și volumul acestora V_s ; se exprimă cu ajutorul relației:

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} \text{ [N/cm}^3\text{]}. \quad (4.1.)$$

Valoarea greutății specifice dă indicații asupra originii și compoziției mineralogice a pământului respectiv, fiind folosită în mod auxiliar și pentru determinarea altor caracteristici ale pământurilor. Se determină în laborator folosind metoda picnometruului.

Materialul de cercetat — uscat mai întîi la aer și apoi în etuvă la temperatură constantă de 105 °C — se pulverizează fin în mojar și se omogenează prin amestecare prelungită.

Din acest material se introduce apoi în picnometru (printr-o pîlnie) circa 30 cN. Prin cîntărirea picnometruului înainte și după introducerea materialului, se determină — prin diferență — greutatea materialului uscat G_s introdus în picnometru.

Se toarnă apoi în picnometru apă distilată pînă ce acoperă materialul solid și se fierbe pe o baie de nisip 10—15 minute. În timpul fierberii, materialul se amestecă cu o baghetă de sticlă. După fierbere, bagheta se spală cu apă distilată, apa de spălare introducîndu-se în picnometru pentru a nu se pierde din materialul solid.

Picnometrul se umple cu apă distilată, lăsîndu-se să se răcească într-un vas cu apă circa 20 ore la temperatura camerei ($20^\circ \pm 1^\circ \text{C}$). Se completează apoi picnometrul cu apă distilată, fiartă și răcită, se măsoară temperatura lichidului și se aplică dopul, avînd grijă ca tubul capilar al picnometruului să fie plin pînă la reper. Se șterge picnometrul la exterior cu hîrtie de filtru și se determină prin cîntărire greutatea lui cu apă și cu materialul introdus, obținîndu-se valoarea G_{pas} .

Se golește picnometrul, se umple cu apă distilată pînă la reper și se cîntărește obținîndu-se valoarea G_{pa} .

Greutatea specifică se obține prin calcul cu formula:

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} = \frac{G_s \gamma_w}{G_s + G_{pa} - G_{pas}}, \quad (4.2)$$

unde γ_w este greutatea specifică a apei, care practic se ia egală cu 1.

Valorile greutății specifice a pământurilor variază, în general, între limite restrînse, de aceea este necesar să se stabilească cu exactitate de două zecimale.

La pământurile obișnuite greutatea specifică variază între 2,60—2,90 cN/cm³. Valorile mari ale greutății specifice indică un conținut bogat de minerale grele (oxizi de fier); o scădere sub normal a greutății specifice indică prezența de materii organice.

4.2. GREUTATEA SPECIFICĂ APARENTĂ (GREUTATEA VOLUMETRICĂ)

Dacă la determinarea volumului probei se iau în considerare și golurile dintre particulele solide, atunci apare o nouă noțiune și anume greutatea specifică aparentă, sau greutatea volumetrică.

Greutatea specifică aparentă γ_a este dată de raportul dintre greutatea pământului în stare naturală G și volumul său V , exprimată prin relația:

$$\gamma_a = \frac{G}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}. \quad (4.3)$$

Greutatea specifică aparentă variază, ca valoare, pentru același fel de pământ în limite foarte largi, în funcție de umiditatea lui. Limita inferioară se obține atunci când pământul este uscat.

Greutatea specifică minimă γ_d se stabilește cu relația:

$$\gamma_d = \frac{G_s}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}, \quad (4.4.)$$

unde G_s este greutatea probei în stare uscată.

Cînd golurile din proba de pământ sînt umplute total cu apă se obține valoarea maximă a greutateii specifice aparente exprimată prin relația:

$$\gamma_{sr} = \frac{G_s + V_p \gamma_w}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}, \quad (4.5.)$$

în care V_p reprezintă volumul porilor.

Valoarea greutateii specifice aparente a pământurilor este folosită direct în problemele de stabilitate a pământurilor, ziduri de sprijin, presiuni admise pe teren etc., sau auxiliar pentru determinarea altor caracteristici ale pământurilor.

În laborator se folosesc mai multe metode de determinare:

- metoda pentru pământuri necoezive, care nu-și păstrează structura după extragerea din strat;
- metoda pentru pământuri coezive, care-și păstrează structura după extragerea din strat.

4.2.1. METODA PENTRU PĂMÎNTURI NECOEZIVE

Greutatea specifică aparentă se determină în laborator folosind ștanța cilindrică de metal, cu diametrul interior de 110 mm, fiind formată din cușitul tăietor a și ștanța propriu-zisă b (fig. 4.1).

Pentru determinare se înfige ștanța cilindrică în proba de pământ și se scoate împreună cu materialul de analizat; se nivelează apoi cele două fețe de bază la înălțimea ștanței.

Prin cîntărire se determină greutatea ștanței cu material; se obține valoarea G_1 . Cunosbindu-se greutatea ștanței goale G_2 , precum și volumul interior al ștanței V , greutatea specifică aparentă se obține cu formula:

$$\gamma_a = \frac{G}{V} = \frac{G_1 - G_2}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}. \quad (4.6)$$

Pentru fiecare probă de pământ se vor face cel puțin trei determinări,

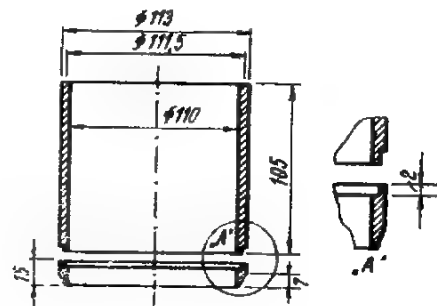


Fig. 4.1. Ștanța cilindrică.

iar în cazul cînd rezultatele diferă cu mai mult de 1% raportat la valoarea minimă, determinarea se repetă. Dacă diferența este mai mică de 1%, se ia ca rezultat media aritmetică a determinărilor. În cazul cînd nu se dispune de material suficient, se admite și executarea a două determinări.

4.2.2. METODE PENTRU PĂMÎNTURI COEZIVE

Stabilirea volumului pământurilor coezive în vederea determinării greutateii specifice aparente se poate efectua cu ștanța, prin imersiunea probei parafinate în apă sau în mercur.

4.2.2.1. Metoda de determinare cu ajutorul ștanței

Pentru determinarea greutateii specifice aparente se folosește metodologia descrisă anterior, iar interpretarea rezultatelor se face ca și la pământurile necoezive.

4.2.2.2. Metoda de determinare prin imersiunea probei parafinate în apă

Din proba de pământ de analizat se ia o bucată cu greutatea de 100—150 cN, pe cît posibil avînd o formă regulată și se cîntărește obținîndu-se valoarea G .

Se cufundă apoi proba timp de o secundă într-un vas cu parafină topită și se scoate pentru a se întări învelișul de parafină. Se repetă operația cu durata cufundării ceva mai lungă, spre a se depune al doilea strat de parafină.

Proba astfel parafinată se cîntărește întîi liber, obținîndu-se valoarea G_1 iar apoi cufundată în apă, obținîndu-se valoarea G_2 .

Greutatea specifică aparentă se calculează cu relația:

$$\gamma_a = \frac{G}{V} = \frac{G \gamma_w \gamma_p}{(G_1 - G_2) \gamma_p - (G_1 - G) \gamma_w} \quad (4.7)$$

în care γ_p este greutatea specifică a parafinei (se ia aproximativ 0,9 cN/cm³)

Ca și în cazul precedent, pentru fiecare probă de pământ se fac trei determinări; cînd rezultatele diferă cu mai mult de 1% din valoarea minimă, determinările se repetă; dacă diferența este mai mică, se consideră ca rezultat media aritmetică a celor trei determinări.

În cazul cînd laboratorul nu are balanță hidrostatică pentru determinarea greutății probei cufundate în apă, volumul probei se poate determina simplu, introducînd proba parafinată într-un cilindru gradat umplut parțial cu apă. Diferența de citiri, făcute pe cilindru înainte și după introducerea probei, reprezintă volumul probei inclusiv a stratului de parafină.

Greutatea specifică aparentă se determină cu relația :

$$\gamma_a = \frac{G}{V_1 - \frac{G_1 - G}{\gamma_p}} = \frac{G\gamma_p}{V_1\gamma_p - G_1 + G}, \quad (4.8)$$

unde :

G — este greutatea probei (neparafinată) ;

V_1 — volumul probei parafinate (citit pe cilindru gradat) ;

γ_p — greutatea specifică a parafinei ($0,9 \text{ cN/cm}^3$) ;

G_1 — greutatea probei parafinate.

Greutatea specifică aparentă variază, în general, între $1,50$ și $2,00 \text{ cN/cm}^3$, în funcție de gradul de umiditate și de îndesare al pămîntului.

4.3. UMIDITATEA

Umiditatea w unui pămînt se definește ca raportul dintre greutatea apei conținută în probă G_a și greutatea scheletului solid G_s ; se exprimă cu relația :

$$w = \frac{G_a}{G_s}, \quad (4.9)$$

sau în procente :

$$w = 100 \frac{G_a}{G_s} [\%]. \quad (4.9')$$

Determinarea umidității se face pe probe tulburate sau netulburate, special recoltate în acest scop, sau pe probe destinate altor încercări. Pentru determinare se ia din porțiunea mijlocie a probei de analizat o cantitate de circa $10-15 \text{ cN}$ greutate și se pune într-un recipient (poate fi și sticlă de ceas sau fiolă), care se închide imediat. Se cîntărește proba astfel pregătită obținînd greutatea G_1 . După cîntărire, proba se supune uscării în etuvă la temperatura de 105°C , pînă la obținerea unei greutăți constante, recipientul fiind deschis pe timpul uscării. Durata minimă de uscare este 6 ore pentru pămînturi nisipoase și 12 ore pentru cele argiloase (durata maximă este de 24 ore pentru toate categoriile de pămînturi).

Uscarea se perfectează în exicator cu clorură de calciu, unde proba se lasă $15-30$ minute. Se închide apoi capacul recipientului și se cîntărește din nou împreună cu proba care este de astă dată în stare uscată, obținîndu-se greutatea G_2 .

Dacă G_3 este greutatea recipientului, umiditatea se determină cu relația :

$$w = 100 \frac{G_1 - G_2}{G_3 - G_2} [\%]. \quad (4.10)$$

Pentru fiecare probă se fac trei determinări, luîndu-se ca rezultat media lor aritmetică.

Metoda prezentată are dezavantajul că necesită un timp destul de îndelungat, datorită timpului necesar pentru uscare în etuvă.

Pentru nisipuri, o metodă mult mai rapidă de determinare a umidității naturale este inundarea. Într-un cilindru gradat se toarnă o cantitate de apă de volum V_1 care se citește inițial. În această apă se introduce o cantitate G din nisipul a cărui umiditate trebuie determinată. Nivelul apei se va ridica în vas la o altă gradație (corespunzătoare volumului V_2) rezultînd un spor de volum ΔV care reprezintă creșterea volumului (fig. 4.2) după introducerea materialului în cilindru gradat ($V_2 - V_1 = \Delta V$). Relația de calcul a umidității este [25] :

$$w = 100 \frac{\left[\Delta V - \frac{G}{\gamma_s} \right] \gamma_w}{G - \Delta V \gamma_w} [\%], \quad (4.11)$$

sau considerînd $\gamma_w = 1$ rezultă :

$$w = 100 \frac{\Delta V - \frac{G}{\gamma_s}}{G - \Delta V}. \quad (4.11')$$

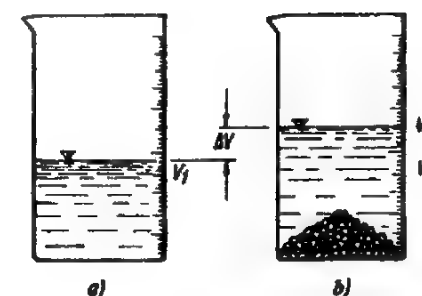


Fig. 4.2. Cilindru gradat :
a — inițial; b — cu material nisipos.

4.4. GRADUL DE UMIDITATE

Porii pământului pot fi parțial sau total umpluți cu apă. Raportul dintre umiditatea naturală a pământului și umiditatea în stare de saturație w_{sat} se numește grad de umiditate S_r și variază obișnuit între 0 și 1.

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{G_a}{G_{a sat}} \quad (4.12)$$

Umiditatea maximă sau umiditatea de saturație w_{sat} se stabilește experimental, determinând umiditatea unei probe de pământ saturat cu apă sau prin calcul folosind relațiile de legătură dintre caracteristicile fizice ale pământului :

$$w_{sat} = \frac{G_{a sat}}{G_s} = \frac{V_p \gamma_w}{V_s \gamma_s} = \frac{e \gamma_w}{\gamma_s} \quad (4.13)$$

în care :

- V_p este volumul porilor din proba de pământ ;
- V_s — volumul particulelor solide din proba de pământ ;
- $\frac{V_p}{V_s} = e$ — indicele porilor ;
- γ_s — greutatea specifică a probei.

La pământurile cu contracții mari volumul porilor corespunde volumului maxim al probei.

După valorile gradului de umiditate pământul se clasifică în acest fel :

- uscat $0 \leq S_r \leq 0,4$;
- umed $0,4 < S_r \leq 0,8$;
- foarte umed $0,8 < S_r \leq 0,9$;
- practic saturat $0,9 < S_r \leq 1,0$;

4.5. POROZITATEA

Porozitatea exprimă raportul dintre volumul porilor și volumul pământului considerat :

$$n = \frac{V_p}{V} \quad (4.14)$$

sau în procente :

$$n = 100 \frac{V_p}{V} [\%] \quad (4.14')$$

unde :

- V_p este volumul golurilor din proba de pământ ;
- V — volumul total al probei

Stabilirea porozității pământului se face prin metoda indirectă, avînd la dispoziție o probă cu structura netulburată, recoltată cu ajutorul unei ștanțe cilindrice de volum V .

În acest scop, porozitatea se exprimă în modul următor :

$$n = \frac{V_p}{V} = \frac{V - V_s}{V} = \frac{V - \frac{G_s}{\gamma_s}}{V} = 1 - \frac{G_s}{V \gamma_s} \quad (4.15)$$

sau în procente :

$$n = 100 - \frac{100 G_s}{V \gamma_s} [\%] \quad (4.15')$$

4.6. INDICELE PORILOR

Indicele porilor e este raportul dintre volumul porilor și volumul fazei solide pentru pământul considerat :

$$e = \frac{V_p}{V_s} \quad (4.16)$$

Se determină la fel ca porozitatea pe cale indirectă, folosind încercările pe probe netulburate. Indicele porilor se mai poate exprima în felul următor :

$$e = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V - \frac{G_s}{\gamma_s}}{\frac{G_s}{\gamma_s}} = \frac{V \gamma_s}{G_s} - 1 \quad (4.17)$$

Între n și e există o relație de legătură directă, adică :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{sau} \quad e = \frac{n}{1-n} \quad (4.18)$$

Porozitatea și indicele porilor variază în limite destul de largi și depind de structura pământurilor.

În cazul pământurilor argiloase, datorită structurii lor floculare sau în fagure și a dimensiunilor reduse a particulelor solide, porozitatea este mai mare ca în cazul nisipurilor.

La nisipuri limitele de variație sînt aproximativ 33% și 50%. La acestea, porozitatea depinde de forma particulelor și de gradul de neuniformitate a lor.

Porozitatea nisipurilor variază puțin la încercări statice în schimb la acțiuni dinamice cum ar fi cele date de fundațiile de mașini, baterea pilonilor, cutremure etc., porozitatea suferă modificări substanțiale.

4.7. GRADUL DE INDESARE

În cazul pământurilor, mai ales a nisipurilor, porozitatea exprimată prin n sau e nu dă indicații suficiente asupra stării de afinare sau indesare a materialului. Pe lângă porozitatea naturală a terenului, trebuie cunoscute și stările limită între care această caracteristică poate să varieze, adică starea cea mai afinită și cea mai indesată a pământului cercetat. Cunoscând aceste limite, gradul de indesare I_D se exprimă prin formula:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (4.19)$$

Gradul de indesare variază între 0 și 1. Cu ajutorul lui se poate aprecia starea de compactare (indesare) a terenului respectiv, pământurile clasificându-se în afinate (dacă I_D este mai mic ca 0,33), cu indesare mijlocie (I_D cuprins între 0,33 și 0,66) și indesate (I_D mai mare ca 0,66).

Pentru determinarea gradului de indesare, pe lângă valoarea lui e (stabilită înainte), mai trebuie deci cunoscute valorile e_{max} și e_{min} .

4.7.1. STABILIREA VALORII MAXIME A INDICELUI PORILOR

Proba de examinat se usucă în etuvă la o temperatură constantă de 105 °C și în exicatorul cu clorură de calciu. Materialul se sfarmă apoi în mojar și se toarnă cu grijă și încet — cu ajutorul pînăiei — în cilindru cu guler, în care se află și roata cu spițe, ridicând pînăia în sus pe măsura turnării probei, astfel ca pământul să nu cadă de la înălțime prea mare.

După ce s-a umplut, se scoate roata cu spițe — rotind-o pe măsură ce se ridică — și apoi îndepărtînd gulerul (fig. 4.3) se nivelează materialul la gura vasului, fără a-l indesa. Se consideră că în felul acesta s-a obținut o afinare maximă.

Se determină greutatea G_1 a vasului cu materialul afinat și greutatea G_2 a vasului gol.

Cunoscîndu-se greutatea specifică și volumul V al vasului, porozitatea rezultă ușor din relația:

$$n_{max} = 100 \frac{V - V_s}{V} = 100 \left(1 - \frac{G_1 - G_2}{\gamma_s V} \right) [\%], \quad (4.20)$$

iar

$$e_{max} = \frac{n_{max}}{100 - n_{max}} \quad (4.21)$$

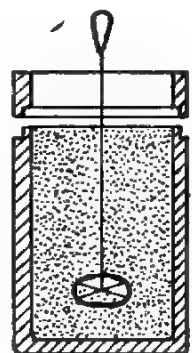


Fig. 4.3. Cilindru cu guler.

4.7.2. STABILIREA VALORII MINIME A INDICELUI PORILOR

Se face în mod analog, numai că proba de analizat se așază în vasul cilindric cu guler într-o stare foarte indesată. Pentru aceasta, nisipul uscat se toarnă în vas în straturi subțiri de 5 cm și fiecare strat se indeasă prin batere cu un măr mecanic, cu un ciocan de cauciuc, sau prin metode speciale folosind pentru indesare vibrarea. După indesare se scoate gulerul, se nivelează proba și se cântărește vasul plin (împreună cu proba de pământ) obținîndu-se greutatea G_1 . Cunoscîndu-se greutatea vasului gol G_2 , volumul și greutatea specifică a materialului γ_s , se procedează la determinarea porozității ca și în cazul precedent, adică:

$$n_{min} = 100 \left(1 - \frac{G_1 - G_2}{\gamma_s V} \right) [\%]$$

și

$$e_{min} = \frac{n_{min}}{100 - n_{min}} \quad (4.22)$$

Cunoscînd valorile e , e_{max} și e_{min} se poate calcula ușor gradul de indesare al pământului folosind expresia cunoscută (4.19).

4.8. CAPACITATEA DE INDESARE

O caracteristică fizică proprie fiecărui fel de pământ necoeziv este capacitatea de indesare D_I :

$$D_I = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}} \quad (4.23)$$

Capacitatea de indesare la nisipuri are valori între 0,35 și 0,70. Cu cât este mai mare capacitatea de indesare cu atât pământul considerat poate avea variații mai mari a volumului și deci tasări mai mari sub construcții.

4.9. LIMITELE DE CONSISTENȚĂ A PĂMÎNTURILOR COEZIVE

Consistența pământurilor de argilă, argilă prăfoasă și nisipoasă variază în funcție de conținutul de apă, între limite foarte largi, de la starea curgătoare pînă la starea vîrtoasă și tare. Stările de consistență sînt caracterizate prin limitele de consistență și anume: limita de curgere și de frămîntare. Limitele au caracter convențional, sînt însă în așa fel stabi-

lite ca să corespundă anumitor schimbări calitative a proprietăților pământurilor considerate. De exemplu :

— umiditatea la limita de curgere, sporită cu o valoare foarte mică, transformă pământul într-o stare curgătoare viscoasă și-l face necorespunzător ca teren de fundație, în această stare distanța dintre granule este mai mare ca distanța până la care acționează forțele electromoleculare.

— la umiditatea corespunzătoare limitei de frământare pământul nu mai conține apă liberă, devine practic impermeabil, iar deformabilitatea sa crește considerabil, chiar la un spor mic al umidității peste limita de frământare.

4.9.1. MODUL DE DETERMINARE A LIMITEI DE CURGERE

Limita de curgere se notează cu w_L [%].

Pentru una din metodele de stabilire a limitei de curgere se folosește aparatul Cassagrande (fig. 4.4.).

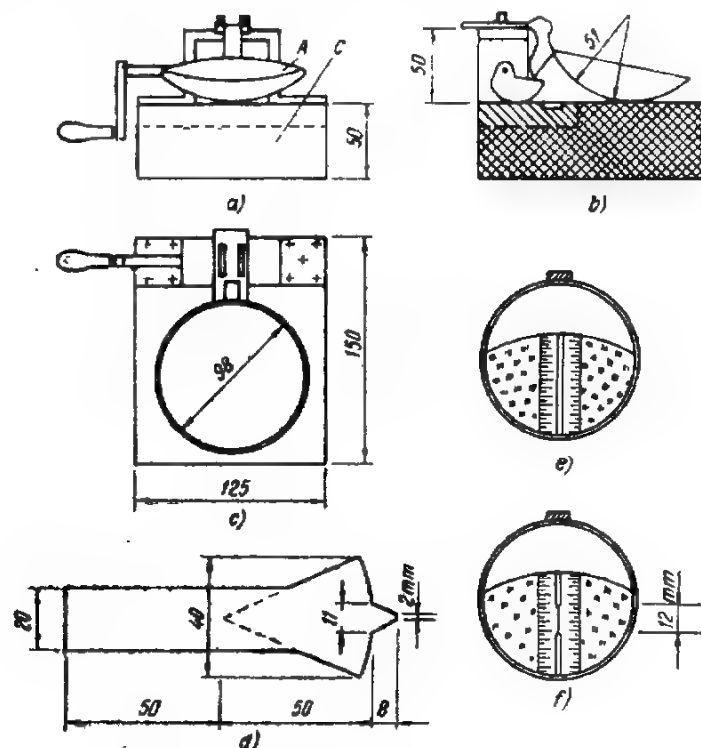


Fig. 4.4. Aparatul Cassagrande :

a — vedere din față; b — secțiune; c — vedere de sus; d — spatulă;
e — dîra înainte de încercare; f — dîra după căderea cupei.

Materialul în greutate de cca 100 cN, bine omogenizat și amestecat cu apă distilată ca să formeze o pastă plastică moale, se introduce în cupa aparatului (v. A din fig. 4.4.). Cu o spatulă se trasează în material o dîră pînă la fundul cupei.

Prin învîrtirea manivelei cupa se ridică la 1 cm înălțime și cade pe postament. Dacă după 25 de căzături, dîra se închide pe o lungime de 12 mm, umiditatea probei din jurul dîrei este limita de curgere sau limita superioară de plasticitate.

Limita de curgere se stabilește prin interpolare grafică după ce s-au efectuat cel puțin două determinări pe paste preparate cu umiditate diferită. Astfel se trasează dîra în materialul preparat, se învîrtește manivela aparatului, lăsînd cupa să cadă de la 1 cm înălțime, de atîtea ori pînă ce dîra se închide pe lungimea de 12 mm. Dacă numărul căzăturilor n_1 este mai mare de 25, umiditatea corespunzătoare w_1 a fost prea mică; se repetă încercarea adăugînd apă la probă și se obține altă pereche de valori n_2 și w_2 .

Limita de curgere se stabilește făcînd interpolarea grafică într-un sistem de coordonate, punînd umiditatea pe axa verticală și numărul căzăturilor n , în scară logaritmică, pe axa orizontală. Știînd că în cazul acesta variația între n și w este lineară, se obține limita de curgere în dreptul lui $n=25$ (fig. 4.5).

Se recomandă să se repete operația de cel puțin două ori, făcîndu-se media rezultatelor obținute.

Un alt aparat pentru determinarea limitei de curgere este conul lui Vasiliev (fig. 4.6). Conul are unghiul la vîrf de 30° , greutatea totală a aparatului fiind de 76 cN. Pămîntul amestecat cu apă are umiditatea corespunzătoare limitei de curgere dacă conul se cufundă în materialul preparat 10 mm, sub greutatea proprie.

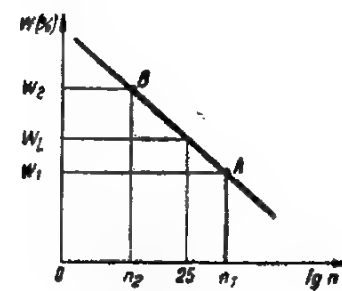


Fig. 4.5. Stabilirea limitei de curgere.

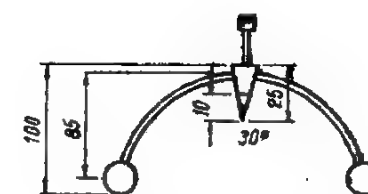


Fig. 4.6. Conul lui Vasiliev.

4.9.2. LIMITA DE FRĂMÎNTARE

Limita de frământare sau limita inferioară de plasticitate notată cu w_p , este definită ca umiditatea pe care o au cilindrii formați din proba de pământ prin rulare, pe o hîrtie sugativă, în momentul cînd încep să fisureze, la diametrul de 3—4 mm.

Pentru determinare se procedează astfel: materialul de analizat se trece prin răzătoare, se frămîntă pentru a fi omogenizat și se adaugă apă numai dacă materialul este prea uscat, pentru a se putea face o pastă consistentă; se formează apoi prin rulare, cu palma pe o hîrtie sugativă, cilindrii de 3—4 mm diametru. Dacă umiditatea materialului este mai mare ca limita de frământare cilindrii nu fisurează, în care caz materialul se strînge și se formează din nou cilindrii; operația se repetă pînă ce conținutul de apă scade iar cilindrii încep să fisureze.

Se determină apoi pentru acești cilindri umiditatea după metoda cunoscută. Pentru fiecare probă se fac 2—3 determinări paralele cu cîte 5 cilindri fiecare. Se cere ca diferențele dintre două determinări să nu depășească 10% pentru nisipuri argiloase și 20% pentru argile nisipoase sau argile, în caz contrar, determinarea se reface.

Valoarea finală w_p se obține făcînd media aritmetică a determinărilor efectuate pentru aceeași probă.

4.10. INDICELE DE PLASTICITATE

Indicele de plasticitate este diferența dintre limita de curgere și limita de frământare:

$$I_p = w_L - w_p. \quad (4.24)$$

Este o valoare importantă pentru pămînturi și caracterizează intervalul plastic, adică reprezintă intervalul de umiditate în limita căruia un pămînt se poate deforma, păstrîndu-și volumul constant.

Limitele de curgere și de frământare, care definesc indicele de plasticitate, au valori constante pentru același fel de pămînt; rezultă că și indicele de plasticitate este o valoare constantă caracteristică fiecărui pămînt.

Clasificarea pămînturilor cu ajutorul indicelui de plasticitate se face astfel:

— pămînt neplastic	$I_p = 0$, de ex. nisip curat;
— pămînt cu plasticitate redusă	$0 < I_p \leq 10$, de ex. nisip argilos;
— pămînt cu plasticitate mijlocie	$10 < I_p \leq 20$, de ex. argilă nisipoasă;
— pămînt cu plasticitate mare	$20 < I_p \leq 35$, de ex. argilă slabă;
— pămînt cu plasticitate foarte mare	$I_p > 35$, ex. argilă grasă.

Indicele de plasticitate este o valoare care după cum s-a arătat servește la clasificarea pămînturilor coezive. Clasificarea pămînturilor după indicele de plasticitate vine să întregască clasificarea făcută cu ajutorul mărimii granulelor. De asemenea, indicele de plasticitate dă indicații și asupra mărimii coeziunii pămînturilor, care crește odată cu creșterea indicelui de plasticitate.

4.11. INDICELE DE CONSISTENȚĂ

Calitățile mecanice ale argilelor, adică rezistența la compresiune, la forfecare, unghiul de frecare etc., depind de consistența pămînturilor.

Indicele de consistență exprimă cantitativ starea de consistență a pămîntului, cuprinsă între cele două stări extreme posibile, starea solidă și starea curgătoare.

Indicele de consistență este definit ca:

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p}, \quad (4.25)$$

unde w este umiditatea naturală a pămîntului.

În intervalul plastic, indicele de consistență variază între 0 și 1. Poate avea însă și valori negative cînd $w < w_L$ sau valori mai mari decît 1 atunci cînd $w > w_p$.

După valoarea indicelui de consistență pămînturile se clasifică după cum urmează:

— pămînt curgător	$I_c \leq 0$;
— pămînt plastic curgător	$0 < I_c \leq 0,25$;
— pămînt plastic moale	$0,25 < I_c \leq 0,50$;
— pămînt plastic consistent	$0,50 < I_c \leq 0,75$;
— pămînt plastic vîrtos	$0,75 < I_c \leq 1,00$;
— pămînt tare	$I_c > 1$.

Indicele de consistență are o importanță deosebită pentru pămînturile coezive, similară cu a gradului de îndesare pentru nisipuri. Pămînturile cu un indice de consistență mic, sînt pămînturi cu o rezistență foarte mică. Cu cît indicele de consistență este mai mare, cu atît crește și rezistența pămîntului și deci și presiunea care se poate admite sub fundații.

5.1. LEGEA LUI COULOMB PENTRU PĂMÎNTURI NECOEZIVE ȘI COEZIVE

Pămînturile sub sarcinile transmise de construcții se deformează prin micșorarea porozității. În decursul acestui proces de îndesare se îmbunătățesc caracteristicile mecanice. În prima etapă a deformației se observă mai mult o deplasare verticală a particulelor. Deplasările orizontale sînt mai mici ca cele verticale din cauza presiunilor laterale care sînt mai reduse. Pe măsură ce crește îndesarea, deformațiile orizontale devin mai pronunțate. După ce îndesarea, în regiunea de sub fundații, a atins o anumită valoare, se produc suprafețe de alunecare care tind spre o suprafață continuă; ruperea terenului se produce prin depășirea rezistenței la forfecare.

Forța de frecare T dintre două corpuri care sînt în contact pe o oarecare suprafață ΔA se exprimă prin relația :

$$T = N \operatorname{tg} \rho, \quad (5.1)$$

unde :

N este forța normală pe suprafața de contact ;

ρ — unghiul frecării dintre cele două corpuri.

Dacă se împarte relația (5.1) cu ΔA și se notează :

$$\frac{T}{\Delta A} = \tau, \quad \text{iar} \quad \frac{N}{\Delta A} = \sigma$$

se obține :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \rho. \quad (5.2)$$

În realitate, forfecarea pămînturilor nu se produce pe o suprafață continuă. Legăturile dintre particulele pămînturilor, ca medii disperse, fiind mult mai slabe decît acelea dintre elementele componente ale fazei solide a acestor particule, forfecarea se poate produce numai pe suprafețele de contact dintre granule, așa cum se arată în figura 5.1.

Prelungind suprafețele de contact dintre granule pînă la întretăierea lor se obține o suprafață poliedrică, care în secțiune apare ca o linie poligonală (fig. 5.1). Prin forfecarea pămîntului nu se produc numai alunecări

Fig. 5.1. Forfecarea pămînturilor.



în jurul punctelor de contact arătate în figura 5.1 ; granulele vor fi antrenate și deplasate pe o anumită fișie din jurul linie $A-B$. Grosimea acestei fișii este în funcție de mărimea granulelor. Se consideră ca rezistență la forfecare suma componentelor în direcția AB a tuturor forțelor care apar pe unitatea de suprafață în decursul alunecării. Unghiul de frecare ce apare în aceste condiții se notează cu Φ și se numește *unghiul de frecare interioară*. El este diferit de unghiul frecării dintre două corpuri pe o suprafață bine determinată și care s-a notat cu ρ .

La pămînturile necoezive rezistența la forfecare se datorește numai forței de frecare dintre particule. Relația (5.2) în cazul pămînturilor necoezive ia forma :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi, \quad (5.3)$$

în care :

σ este efortul unitar normal ;

Φ — unghiul de frecare interioară.

În cazul pămînturilor coezive, rezistența la forfecare este dată de relația :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi + c, \quad (5.4)$$

unde c este coeziunea specifică a pămîntului respectiv.

Valorile Φ și c se consideră constante pentru o anumită stare a pămîntului. Valoarea lor se stabilește prin încercări de laborator.

Relațiile (5.3) și (5.4) reprezintă legea lui Coulomb pentru cele două categorii de pămînturi : necoezive și coezive. Ele exprimă principiul foarte important în teoria la ruperea mediilor disperse, conform căruia rezistența la forfecare variază liniar cu efortul unitar σ , pe suprafața de rupere.

5.2. CERCUL LUI MOHR ȘI CURBA INTRINSECA

Se știe că starea spațială de tensiune într-un punct al mediului omogen și izotrop este definită prin cele trei eforturi unitare principale σ_I , σ_{II} și σ_{III} . Cu ajutorul acestora se poate exprima valoarea eforturilor unitare normale și tangențiale pentru oricare element de suprafață din punctul considerat

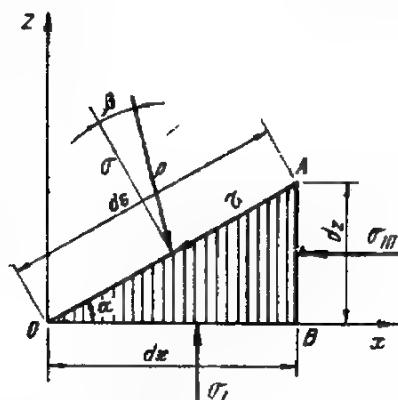


Fig. 5.2. Eforturile σ și τ în funcție de eforturile principale σ_I și σ_{III} .

(tangentială) la suprafața $dA = ds \cdot l$. Scriind condițiile de echilibru pentru prisma OAB, rezultă :

$$\sigma ds \cdot l = \sigma_I dx \cdot l \cos \alpha + \sigma_{III} dz \cdot l \sin \alpha$$

$$\tau ds \cdot l = \sigma_I dx \cdot l \sin \alpha - \sigma_{III} dz \cdot l \cos \alpha$$

de unde :

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_I \cos^2 \alpha + \sigma_{III} \sin^2 \alpha \\ \tau &= (\sigma_I - \sigma_{III}) \sin \alpha \cos \alpha, \end{aligned} \quad (5.5)$$

sau prin transformări trigonometrice :

$$\sigma = \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2} + \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} \cos 2\alpha, \quad (5.6)$$

$$\tau = \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2} \sin 2\alpha. \quad (5.6')$$

Valorile lui σ se consideră pozitive cînd reprezintă compresiune, deoarece în mecanica pămînturilor, în marea majoritate a cazurilor, există numai solicitări la compresiune.

Cu ajutorul ecuațiilor (5.6) și (5.6') se pot calcula valorile tensiunilor σ și τ , dacă se cunosc eforturile unitare principale σ_I și σ_{III} și poziția elementului de suprafață cercetat, definită prin mărimea unghiului α . O reprezentare grafică simplă și clară a stării de tensiune se poate face cu ajutorul cercului tensiunilor, numit cercul lui Mohr.

Se ia un sistem de coordonate $\sigma\tau$ cu direcția și sensul axelor arătate în figura 5.3.

Pe abscisă se desenează într-o anumită scară eforturile unitare principale de compresiune σ_I și σ_{III} . Cu diametrul $\sigma_I - \sigma_{III}$ se trasează cu centrul în A, un cerc. Luînd un punct F pe cerc, se vede ușor că mărimea coordonatelor acestui punct $\sigma = OM$ și $\tau = MF$ corespund valorilor determinate prin formulele (5.6) și (5.6').

În cercul lui Mohr, unghiul 2α apare între segmentele AI și AF (fig. 5.3); în cercul lui Mohr unghiul pozitiv se desenează deasupra axei σ .

Mărimea OF corespunde tensiunii totale p de pe elementul de suprafață dA .

Coordonatele punctelor situate pe semicercul de deasupra abscisei dau tensiunile σ și τ din punctul considerat, care formează cu direcția principală ox un unghi cuprins între 0° și 90° . Coordonatele punctelor situate pe semicercul de sub abscisă reprezintă tensiunile pentru elementele de suprafață care includ cu direcția principală ox un unghi avînd valorile cuprinse între 90° și 180° .

Punctele cercului lui Mohr reprezintă tensiunile trasate printr-un punct al mediului cercetat, pentru o singură stare de solicitare, definită prin eforturile unitare principale σ_I , σ_{III} . Dacă tensiunea tangențială atinge valoarea limită a rezistenței la forfecare, pe o singură suprafață, se zice că mediul respectiv se găsește în stare de echilibru limită pe această suprafață. Cum valoarea limită a rezistenței la forfecare depinde de valoarea tensiunii normale σ , care și ea este o funcție a eforturilor unitare principale σ_I , σ_{III} pot exista infinit de multe rapoarte $\frac{\sigma_I}{\sigma_{III}}$, deci infinit

de multe stări de solicitare, care provoacă starea de echilibru limită avînd $\tau = \tau_r$.

Se reprezintă într-un sistem de coordonate $\sigma\tau$ tensiunile totale $p_1 = OF_1$, $p_2 = OF_2$, ... $p_n = OF_n$ a căror componente tangențiale τ_1 , τ_2 , ... τ_n ating valorile limită ale rezistenței la forfecare τ_{r1} , τ_{r2} , ... τ_{rn} .

Unghiurile dintre p_1 , p_2 , ... p_n și tensiunea normală se notează cu β_1 , β_2 , ... β_n (fig. 5.4).

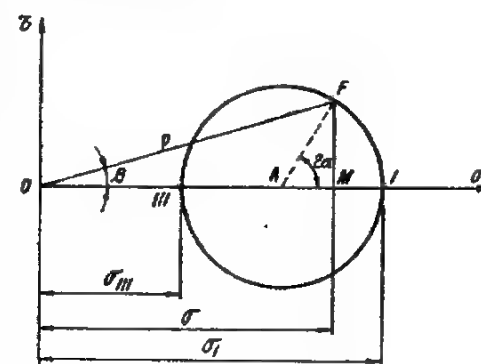


Fig. 5.3. Cercul lui Mohr.

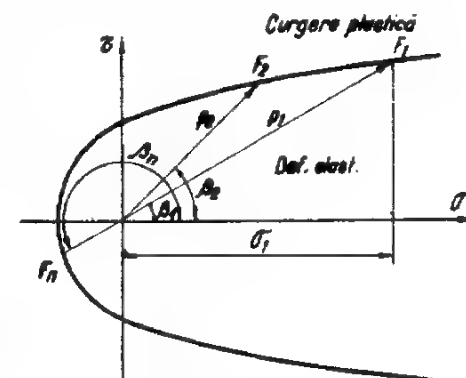


Fig. 5.4. Curba intrinsecă.

Locul geometric al punctelor $F_1, F_2 \dots F_n$ reprezintă curba intrinsecă. Punctele de pe curba intrinsecă unite cu originea sistemului de coordonate dau tensiuni, care sporite cu o valoare infinit de mică vor provoca deformări de mărime finită în mediul considerat, adică starea de curgere plastică. Toate tensiunile care rezultă din unirea punctelor, din interiorul curbei intrinseci, cu originea sistemului de coordonate vor provoca în mediul respectiv numai deformații elastice sau elastico-plastice, caracterizate prin aceea că unor sporuri infinit de mici ale tensiunilor le corespund deformații tot infinit de mici.

Curba intrinsecă desparte domeniul tensiunilor, care produc deformații elastice și elastico-plastice de acelea care provoacă curgerea plastică.

Se obține o reprezentare foarte clară a stării de tensiune într-un mediu considerat suprapunind curba intrinsecă cercului lui Mohr. Cercurile lui Mohr care pot fi desenate în interiorul curbei intrinseci reprezintă stări de solicitări cu echilibrul asigurat. Cercurile tangente la curba intrinsecă indică existența tensiunilor și a elementului de suprafață pe care apare pericolul curgerii plastice. Cu această interpretare curbă intrinsecă poate fi definită ca înfășurătoarea cercurilor lui Mohr reprezentând stările limită pentru diferite solicitări.

În cazul pământurilor, ramura dreaptă din curba intrinsecă reprezintă dreapta lui Coulomb, a cărei ecuație a fost redată în relațiile (5.3) și (5.4).

Starea echilibrului limită este reprezentată de cercul lui Mohr tangent la dreapta lui Coulomb (fig. 5.5, a, b).

În cazul în care dreapta lui Coulomb taie cercul lui Mohr, s-a depășit echilibrul limită, adică s-a produs ruperea terenului, iar când cercul lui Mohr se află în interiorul curbei intrinseci, fără a fi tangent la aceasta, înseamnă că în punctul examinat tensiunile sînt mai mici decît cele limită, deci nu are loc ruperea terenului.

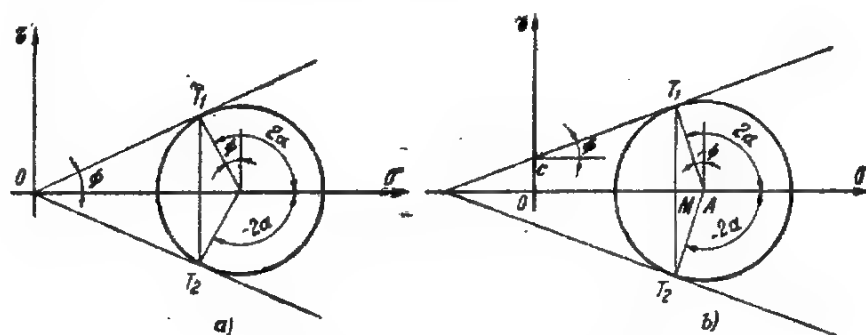


Fig. 5.5. Starea echilibrului limită :
a — pământuri necoezive; b — pământuri coezive.

5.3. APARATE FOLOSITE PENTRU INCERCĂRILE DE FORFECARE

Determinarea rezistenței la forfecare în laborator, și prin aceasta stabilirea unghiului de frecare interioară Φ și a coeziunii c , se face cu 3 feluri de aparate folosite mai frecvent :

- aparat pentru forfecare directă ;
- aparat pentru compresiune monoaxială ;
- aparat pentru compresiune triaxială.

5.3.1. APARATUL PENTRU FORFECARE DIRECTĂ

Aparatul se compune din două casete, una fixă, cealaltă deplasabilă în direcție orizontală (fig. 5.6). Proba supusă încercării se introduce în casete, fiind așezată între două pietre poroase, care pe suprafața de contact cu proba sînt prelucrate cu niște zimți, pentru a transmite eforturile orizontale cît mai uniform pe toată suprafața probei.

Pietrele poroase se inundă cu apă la începutul încercării, pentru a elimina efectul capilar, și pentru a permite eliminarea surplusului de apă în decursul încercării (cînd este cazul).

Mărimea casetelor se ia corespunzătoare cu diametrul particulelor materialului cercetat. Pentru nisipuri prăfoase se alege o secțiune pătrată sau dreptunghiulară de cca. 50 cm², pentru nisipuri cu pietriș de 100 cm², iar pentru pietrișuri, prundișuri se folosesc casete mari, cu secțiunea de 900 cm². Înălțimea probei se alege de 1/4—1/5 din lățimea ei.

Un dezavantaj al metodei îl constituie faptul că forfecarea se produce după o suprafață plană determinată de limita de separație a celor două casete, și orice neuniformități ale probei în această zonă pot influența rezultatele încercărilor.

Proba introdusă în aparat se foarfecă la o presiune normală σ_1 [daN/cm²], rezultînd o rezistență de forfecare τ_1 [daN/cm²]. Determinarea rezistenței la forfecare se face măsurînd forța de forfecare T cu un dinamometru tarat și împărțînd această forță la suprafața probei A .

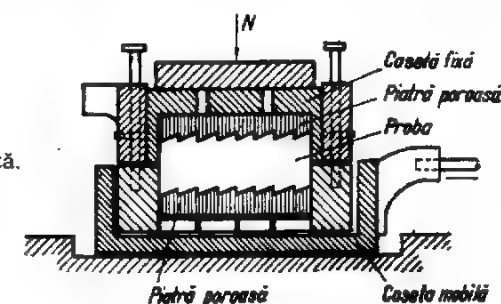


Fig. 5.6. Aparat de forfecare directă.

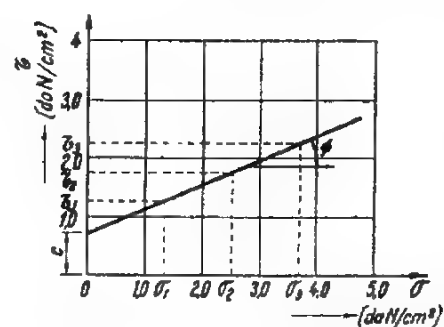


Fig. 5.7. Diagrama de interpretare a rezultatelor forfecării directe.

Pe această diagramă se măsoară (la scară) coeziunea c și unghiul de frecare interioară Φ .

Determinarea lui c și Φ se poate face și pe cale analitică.

5.3.2. APARATUL PENTRU COMPRESIUNE MONOAXIALĂ

Încercarea pentru compresiune monoaxială se aplică la pământurile argiloase de consistență ridicată, cu excepția celor eterogene, adică cu concrețiuni, intercalații nisipoase etc.

Schema aparatului pentru efectuarea acestei încercări este reprezentată în figura 5.8.

Din materialul în stare naturală se taie cu ștanța (fig. 5.9, a) — în prealabil unsă în interior cu ulei sau vaselină — o probă cilindrică. Se fasonază la capete proba cu ajutorul unui cuțit special (fig. 5.9, b), după care aceasta se scoate din ștanță și se așază între piesele conice ale aparatului.

Încărcarea probei cu forța axială P se face în mod continuu și uniform, pînă la cedarea acesteia prin rupere, după un plan înclinat față de direcția solicitării.

Se înregistrează, printr-o observare atentă a microcomparatorului, deformația unui inel dinamometric corespunzătoare forței la care se produce ruperea probei și se măsoară direct unghiul α al planului de rupere cu orizontala.

Momentul ruperii probei se consideră timpul la care, deși deformația probei crește, acul indicator al microcomparatorului ce marchează deformația inelului dinamometric rămîne pe loc, sau eventual chiar oscilează înapoi. Cu ajutorul deformației înregistrate se determină valoarea forței de rupere, iar prin împărțirea acesteia la secțiunea transversală a probei se obține presiunea de rupere p_r .

Presiunea p_r este o tensiune principală ($p_r = \sigma_1$) iar cealaltă tensiune principală $\sigma_{II} = \sigma_{III} = 0$, deoarece proba nu este solicitată lateral. În acest caz, cercul lui Mohr va fi tangent la axa τ în punctul O și va avea diametrul egal cu tensiunea principală $p_r = \sigma_1$.

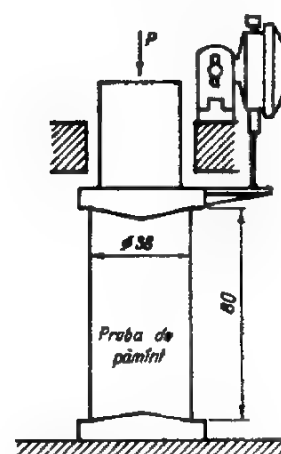


Fig. 5.8. Aparat de compresiune monoaxială.

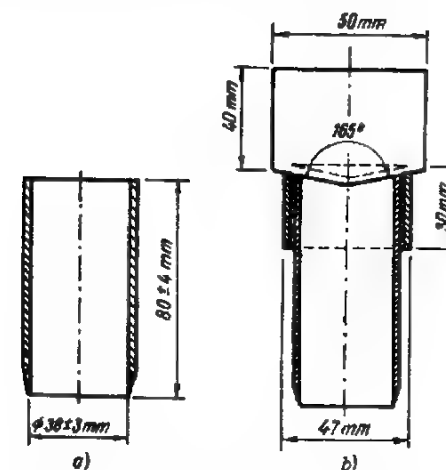


Fig. 5.9. Piese pentru confecționarea probelor:

a — ștanță cilindrică; b — ștanță cilindrică și cuțitul de fasonat la capăt.

Cu ajutorul cercului lui Mohr (fig. 5.10), considerînd că ruperea are loc atunci cînd cercul devine tangent la dreapta lui Coulomb, se pot deduce următoarele relații de legătură între unghiurile Φ și α :

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\Phi}{2}; \quad 2\alpha = 90^\circ + \Phi \quad \text{și} \quad \Phi = 2\alpha - 90^\circ. \quad (5.7)$$

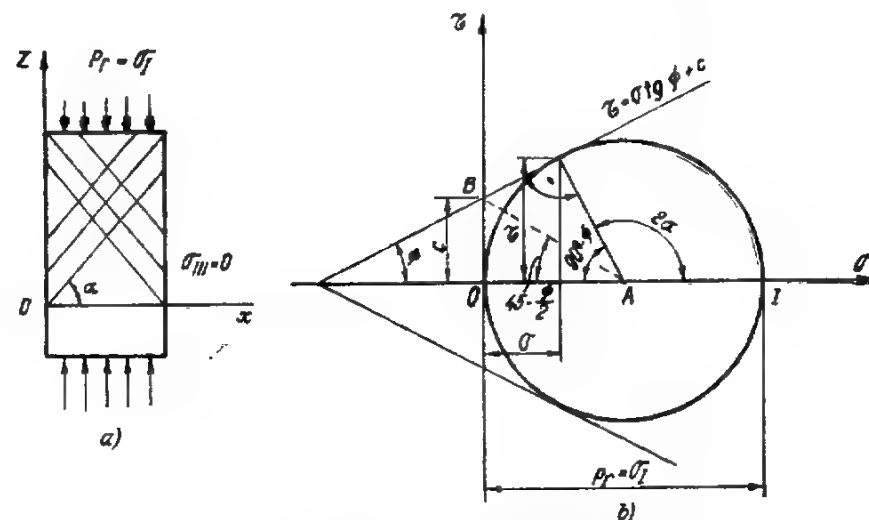


Fig. 5.10. Încercarea de compresiune monoaxială:
a — schema încărcării; b — interpretarea rezultatelor.

Mărimea coeziunii rezultă din triunghiul AOB :

$$c = \frac{p_r}{2} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right). \quad (5.8)$$

În mod obișnuit, se încearcă două probe din același pământ și pentru calculul lui Φ și c se consideră valorile medii ale lui p_r și α .

În cazul pământurilor în stare plastic-moale sau plastic-consistentă această încercare nu dă rezultate întotdeauna, întrucît la rupere nu apare planul de rupere, deci nu se poate stabili unghiul α . În cazul acestor pământuri este mai indicată încercarea la compresiune triaxială.

5.3.3. APARATUL PENTRU COMPRESIUNE TRIAXIALĂ

Compresiunea triaxială constă în determinarea rezistenței la rupere a probei supusă concomitent la o presiune laterală p_h și o presiune verticală p_v . Încercarea se execută cu ajutorul aparatului pentru compresiune triaxială. Principalele piese componente ale aparatului, pentru compresiune triaxială sînt menționate în figura 5.11.

Efectuarea determinării se face astfel : se taie o probă de formă cilindrică din materialul de încercat, cu ajutorul unei ștanțe de tipul celei din figura 5.9, a ; se introduce proba într-un manșon de cauciuc, urmărind ca extremitățile manșonului să fie întinse (spre a nu pătrunde apă în

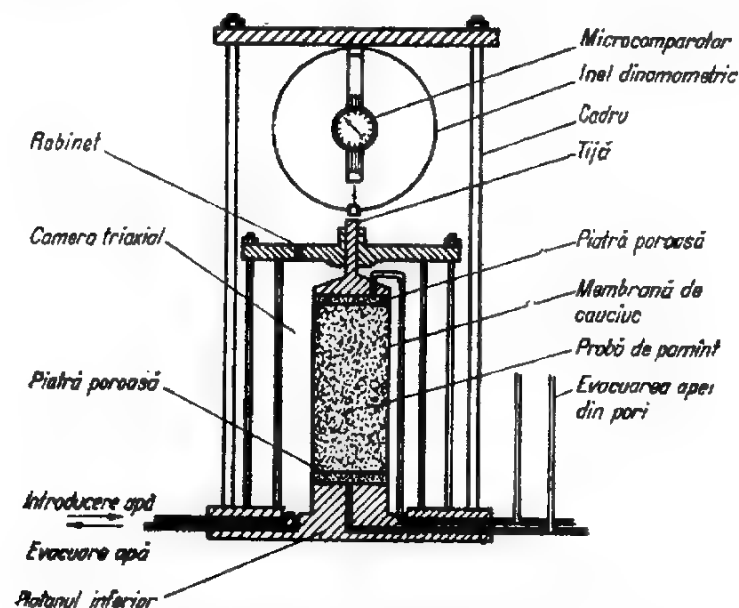


Fig. 5.11. Schema aparatului pentru compresiune triaxială.

probă) uniform pe fața exterioră a probei ; se montează la capetele probei două plăci poroase și două discuri rigide, fixându-se manșonul de acestea cu inele de cauciuc. Proba, astfel pregătită, se așază pe platanul inferior al aparatului, prinzându-se prelungirea manșonului pe platan tot cu inel de cauciuc. După pregătirea probei se montează camera aparatului triaxial, fixându-se bine pentru a evita orice pierderi de apă. Se aduce apoi tija pistonului în contact cu placa superioară așezată deasupra probei ; camera se umple cu apă și se creează (cu ajutorul pompei) presiunea hidrostatică constantă p_h . Prin pistonul de acționare se aplică progresiv o presiune verticală variabilă p_v , pînă la ruperea probei.

Momentul ruperii probei trebuie sesizat cu mare atenție, fiind indicat de creșterea deformației verticale a probei fără creșterea presiunii verticale. În acest moment, deși proba se deformează, microcomparatorul inelului dinamometric nu mai înregistrează creșteri, uneori putînd înregistra chiar reveniri.

Presiunile p_h și p_v sînt considerate tensiuni principale :

$$p_v = \sigma_I; \quad p_h = \sigma_{II} = \sigma_{III}.$$

Încercarea se repetă de trei ori.

Pentru interpretarea rezultatelor se folosește relația ce există între curba intrinsecă și cercurile lui Mohr. Se știe că, la limita echilibrului curba intrinsecă este înfășurătoarea cercurilor lui Mohr. În cazul pământurilor, curba intrinsecă fiind reprezentată de drepte lui Coulomb, sînt suficiente două perechi de valori p_v și p_h pentru a obține dreapta lui Coulomb, ea fiind tangenta comună a cercurilor lui Mohr, corespunzătoare celor două perechi de valori p_v și p_h .

Cu ajutorul acestei drepte se poate determina unghiul de frecare interioră Φ și coeziunea c . Înclinarea dreptei lui Coulomb cu orizontala dă unghiul de frecare interioră Φ , iar ordonata la origine reprezintă coeziunea c . Practic, se fac însă mai multe încercări, de obicei trei, putînd desena dreapta lui Coulomb, în felul acesta, cu o mai mare exactitate (fig. 5.12).

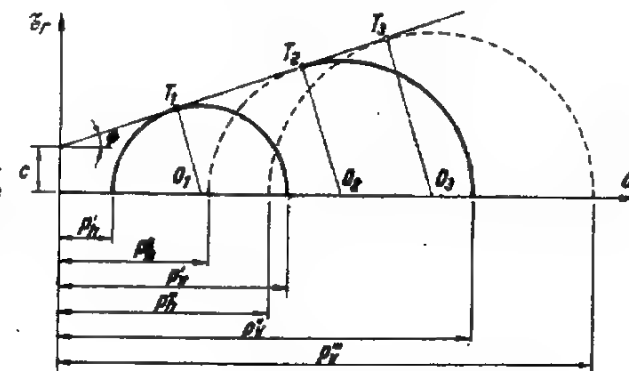


Fig. 5.12. Interpretarea rezultatelor la încercarea de compresiune triaxială.

5.4. FORFECAREA PĂMINTURILOR LA FAȚA LOCULUI

Forfecarea la fața locului se execută cu ajutorul aparatului de forfecare cu palete. Metoda este folosită în special la pământurile din care nu se pot recolta probe netulburate în vederea efectuării determinării rezistenței la forfecare în laborator.

Aparatul de forfecare cu palete (fig. 5.13) se compune din următoarele părți principale :

- dispozitiv de acționare (1) ;
- tije prelungibile îmbinate cu mufă, de lungimi 1—2 m (2) ;
- paletele aparatului cu dimensiuni în funcție de natura terenului (3).

Paletetele cu dimensiuni mici ($h=11$ cm, $d=5,5$ cm) se folosesc în cazul pământurilor mai tari, iar cele cu dimensiuni mari ($h=20$ cm, $d=10$ cm) în cazul pământurilor slabe.

În vederea determinării rezistenței la forfecare, se execută un foraj pînă la cota dorită, apoi se introduce tija cu palete și se înfige în terenul sănătos cca. 30—50 cm. La nivelul terenului se așază o piesă specială de susținere a tijelor care permite rotirea lor prin intermediul unui lagăr. Tijele astfel fixate se assemblează cu dispozitivul de acționare, aplicîndu-se prin intermediul manivelei un moment de torsiune care produce forfecarea terenului.

Rezistența la forfecare a pământurilor, dedusă din încercarea cu ajutorul aparatului cu palete, este definită ca mărimea efortului tangențial sub acțiunea căruia pămîntul se rupe după o suprafață cilindrică.

Valoarea rezistenței la forfecare la această încercare se determină cu relația următoare :

$$\tau = \frac{M_t}{\pi \frac{d^2}{2} \left(h + \frac{d}{3} \right)}, \quad (5.9)$$

unde :

- d este diametrul paletei, în cm ;
- h — înălțimea paletei, în cm ;
- M_t — momentul de torsiune înregistrat în momentul forfecării.

Intrucît încercările făcute în pămînturi mai compacte sînt greoaie, aparatul de forfecare cu palete este folosit, în general, pentru zone de pămînt mai slabe, la argile de consistență mai redusă etc.

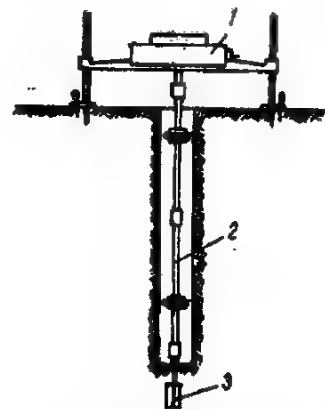


Fig. 5.13. Schema aparatului de forfecare cu palete :

1 — dispozitiv de acționare; 2 — tija; 3 — paleta.

5.5. REZISTENȚA LA FORFECARE A PĂMINTURILOR NECOEZIVE

Analizînd relația (5.3) se observă că valoarea rezistenței la forfecare a pămînturilor necoezive este în funcție de presiunea normală pe planul de forfecare σ și de unghiul de frecare interioară Φ .

Tangenta unghiului Φ reprezintă coeficientul de frecare interioară, a cărui mărime depinde de o serie de factori printre care : forma și mărimea particulelor, gradul de îndesare, umiditatea, viteza de forfecare etc.

Pămînturile necoezive alcătuite din particule cu forme plate, datorită unei rugozități mai mici, au coeficientul de frecare interioară (unghiul de frecare interioară) mai mic decît cele alcătuite din particule de formă poliedrică, colțuroase. Aceasta înseamnă că și rezistența la forfecare a pămînturilor cu particule plate este mai mică decît a celor cu particule colțuroase. De asemenea, pămînturile alcătuite din particule mai mari au o rezistență la forfecare mai mare decît cele formate din particule fine, datorită valorii mai mari a coeficientului de frecare interioară la primele.

Factorul care influențează cel mai mult valoarea coeficientului de frecare, respectiv a unghiului de frecare interioară, este gradul de îndesare. Prin încercări experimentale s-a stabilit că un nisip cu un grad de îndesare mai mare are un unghi de frecare interioară mai mare, și prin urmare, și o rezistență la forfecare mai mare. Se poate arăta că și modul de producere a forfecării însăși, adică a variației rezistenței la forfecare pe timpul forfecării este în funcție de gradul de îndesare.

Reprezentînd grafic variația rezistenței la forfecare a unui nisip afinat în funcție de deplasarea orizontală a casetei aparatului de forfecare directă, se constată că aceasta crește continuu pînă în momentul ruperii probei (fig. 5.14, curba a). Făcînd același lucru și pentru un nisip îndesat, se observă o creștere bruscă la început a rezistenței la forfecare, urmată de o scădere pînă la o valoare care se menține constantă în continuare (fig. 5.14, curba b).

La nisipurile afinate, creșterea continuă a rezistenței la forfecare se explică printr-o reasezare din ce în ce mai îndesată a fragmentelor de nisip în zona fișiei de forfecare. La începutul forfecării, granulele fiind într-un echilibru labil, prin mișcarea (dislocarea) produsă de forța de forfecare, tînd în timpul forfecării spre un echilibru stabil, producîndu-se o îndesare, respectiv o mișcare a porozității inițiale (fig. 5.15, a).

La nisipurile îndesate, la începutul forfecării, se produce o distrugere a structurii nisipului din zona fișiei de forfecare, ceea ce face ca rezistența la forfecare să fie foarte mare, valoarea sa fiind dată atît de frecarea mecanică cît și de rezistența de împănare. Nisipul fiind îndesat, înseamnă

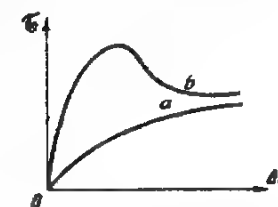


Fig. 5.14. Variația rezistenței la forfecare a nisipurilor în funcție de mărimea deplasării :

a — afinat; b — îndesat.

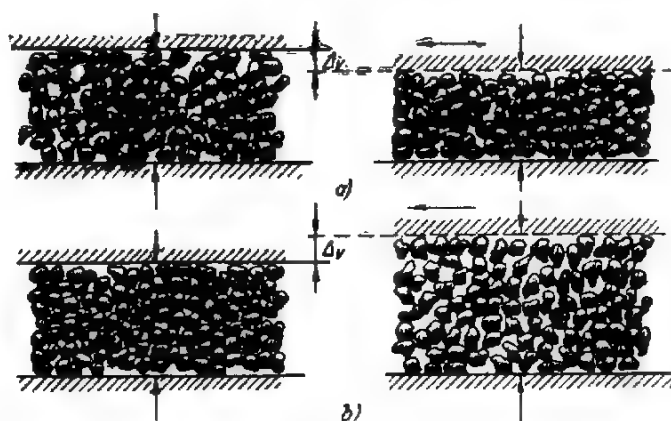


Fig. 5.15. Variația porozității nisipurilor supuse forfecării:
a — nisipuri afîinate; b — nisipuri îndesate.

că granulele sale se găsesc într-o așezare foarte strînsă, stabilă. Deoarece forfecarea nu se produce prin tăierea granulelor printr-un plan, ci prin alunecarea pe o suprafață neregulată, care trece prin punctele de contact, înseamnă că în procesul de forfecare, granulele încalcă unele peste altele, producîndu-se o afînare a nisipului în zona de forfecare, respectiv o mărire a porozității (fig. 5.15, b).

Rezistența la împănare reprezintă tocmai efortul necesar pentru producerea deplasării pe verticală a granulelor în acest proces de afînare, care apare la forfecarea nisipurilor îndesate. Odată produsă această afînare, adică structura nisipului din zona fișiei de forfecare fiind distrusă, rezistența la forfecare scade (fig. 5.14, curba b).

Afînarea nisipurilor îndesate și îndesarea celor afîinate în timpul forfecării se reflectă, de fapt, în variația volumului nisipului din zona fișiei de forfecare, și este condiționată de gradul de îndesare, care la rîndul său depinde de porozitatea inițială.

Există o porozitate a nisipurilor la care în timpul forfecării nu are loc nici o variație de volum, adică nu se produce nici o afînare (creșterea porozității) și nici îndesare (micșorarea porozității). Această porozitate poartă denumirea de *porozitate critică*.

Experiențele au dovedit că, mișcările de alunecare ale particulelor provocate de solicitările de forfecare tind întotdeauna să aducă nisipul într-o stare de îndesare corespunzătoare porozității critice.

Avînd în vedere acest lucru rezultă că, un teren de fundare alcătuit din nisip cu porozitate naturală mai mică decît porozitatea critică se comportă foarte bine și la solicitări de forfecare. Aceasta se datorește faptului că, așa cum s-a arătat, nisipul îndesat prin forfecare se afînează, proces care în practică este împiedicat de presiunile verticale exercitate de fundațiile construcțiilor. Nefiind posibilă această afînare, rezultă că rezistența la forfecare a terenurilor de fundare alcătuite din nisip îndesat este mare, putînd prelua și solicitări de forfecare mari.

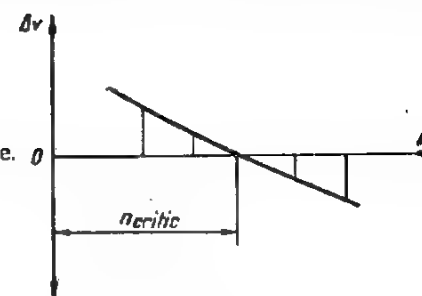


Fig. 5.16. Stabilirea porozității critice.

La terenurile de fundare alcătuite din nisip cu porozitate naturală mai mare decît porozitatea critică, sub acțiunea solicitărilor de forfecare, se produce o micșorare a porozității, prin îndesarea nisipului. Aceasta înseamnă că în asemenea cazuri apar tasări suplimentare care pot periclita stabilitatea construcțiilor. Pentru a preîntîmpina acest neajuns, în practică, se impune ca porozitatea terenurilor de fundare alcătuite din nisip să fie întotdeauna mai mică decît porozitatea critică.

Determinarea valorii porozității critice se face prin încercări de forfecare repetate a unor probe luate din același fel de nisip, însă la porozități diferite. La fiecare încercare de forfecare, corespunzătoare unei anumite porozități, se produce o oarecare deformare a probei pe verticală Δv care se înregistrează. Rezultatele încercărilor se transpun într-un sistem de axe, unde pe abscisă se pun valorile porozității, iar pe ordonată, deformările înregistrate atît în sens pozitiv cît și în sens negativ. Rezultă curba de variație a deformărilor produse prin forfecare, în funcție de valoarea porozității (fig. 5.16).

Punctul de intersecție al acestei curbe cu abscisa indică valoarea porozității critice.

Coefficientul de frecare interioară și rezistența la forfecare a pămînturilor nisipoase sînt influențate și de conținutul de apă. Dacă se compară rezistența la forfecare a unui nisip uscat cu rezistența la forfecare a unui nisip saturat, forfecarea făcîndu-se în aceleași condiții, se constată că nisipul saturat are un unghi de frecare interioară cu $1-2^\circ$ mai mic decît cel uscat. Această reducere a unghiului de frecare interioară se accentuează pe măsura creșterii procentului de fracțiuni argiloase.

5.6. UNGHIUL TALUZULUI NATURAL LA PĂMINTURI NECOEZIVE

Unghiul pe care-l formează taluzul unui volum de pămînt necoeziv cu orizontala, la limita echilibrului, se numește *unghiul taluzului natural*. Acest unghi se poate stabili turnînd dintr-un vas, de la mică înălțime, pe o placă orizontală pămîntul necoeziv, nisipul. Masa acestuia va forma un con cu vîrf puțin teșit. Unghiul θ pe care generatoarea conului îl face



Fig. 5.17. Unghiul taluzului natural.

cu orizontala este unghiul taluzului natural. Acest unghi, cu oarecare aproximație, se poate considera egal cu unghiul de frecare interioară a nisipului în stare afinată (fig. 5.17).

5.7. REZISTENȚA LA FORFECARE A PĂMINTURILOR COEZIVE

Legea lui Coulomb referitoare la rezistența la forfecare a pământurilor coezive corespunde ipotezei unor pământuri ideale, la care unghiul de frecare interioară și coeziunea sînt valori constante pentru același fel de pământ. În realitate, în cele mai multe cazuri problema celor două caracteristici Φ și c este foarte complexă; valoarea lor depinde nu numai de felul pământului, de starea sa de îndesare, de consistență etc., ci și de metoda folosită, de modul și durata executării încercării de forfecare.

Rezistența la forfecare a pământurilor argiloase, respectiv cele două caracteristici Φ și c , sînt foarte mult influențate de umiditate. Pământurile argiloase tari, cu un grad mic de umiditate, au în general o comportare relativ simplă în decursul încercărilor de forfecare, pe cînd cele cu umiditate mare, care conțin și apă liberă, au o comportare complexă.

Pentru a putea observa influența conținutului de apă asupra rezultatelor încercărilor de forfecare, se ia o probă remaniată de argilă, a cărei umiditate este egală cu limita de curgere. Asupra probei se aplică o presiune normală σ , sub acțiunea căreia proba se consolidează. După consolidare, proba se supune forfecării obținînd o rezistență la forfecare τ , corespunzătoare presiunii normale σ , care s-a menținut și pe timpul forfecării.

Se fac mai multe încercări de forfecare, pe probe din același teren, consolidate la diferite presiuni, rezultînd astfel mai multe valori ale rezistenței la forfecare în funcție de presiunea aplicată.

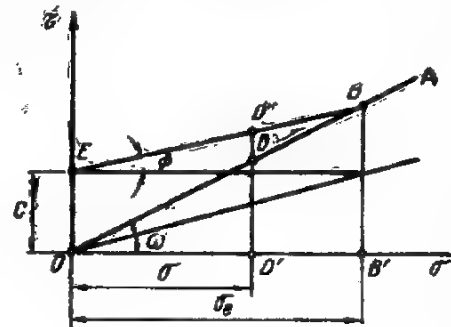


Fig. 5.18. Rezistența la forfecare a argilelor consolidate.

Prin reprezentarea grafică într-un sistem rectangular σ, τ , a punctelor de coordonate σ și τ se obține o dreaptă OA, care trece aproape de originea sistemului și formează cu abscisa unghiul ω . Această dreaptă OA se numește ramura principală a diagramei de forfecare (fig. 5.18).

Presiunea normală aplicată asupra probelor, care corespunde gra-

dului de consolidare pentru fiecare probă, se numește *presiune echivalentă* σ_e .

Fiecare punct de pe ramura principală corespunde unei presiuni echivalente.

Rezistența la forfecare se poate exprima prin relația :

$$\tau = \sigma_e \operatorname{tg} \omega. \quad (5.10)$$

În relația (5.10) unghiul ω nu reprezintă unghiul de frecare interioară, întrucît valoarea rezistenței la forfecare τ include și partea dată de coeziune.

Pentru a putea separa partea corespunzătoare frecării de aceea a coeziunii, se execută forfecarea pe o probă precomprimată. Proba se consolidează la o presiune σ_e , după care se forfecă la o presiune $\sigma < \sigma_e$. Rezistența la forfecare ($D'D''$) obținută în acest caz, va fi mai mare decît cea corespunzătoare presiunii σ de pe ramura principală ($D'D$). Aceasta se datorește faptului că, proba fiind supusă acțiunii presiunii echivalente σ_e pînă la consolidare, particulele de argilă s-au apropiat unele de altele, manifestîndu-se o legătură moleculară între ele, mai mare decît aceea care s-ar fi manifestat sub efectul presiunii $\sigma < \sigma_e$.

Rezistența la forfecare a probei precomprimată de argilă variază în mod aproximativ după segmentul BE, unghiul format cu abscisa fiind unghiul de frecare interioară Φ , iar ordonata OE dă mărimea coeziunii c , corespunzătoare presiunii echivalente σ_e .

Din cele arătate mai sus rezultă că, pentru același fel de pământ argilos, coeziunea poate avea diferite valori în funcție de starea de consolidare realizată prin acțiunea presiunii echivalente.

Concluzii interesante și utile rezultă și în cazul cînd o probă precomprimată și consolidată la presiune echivalentă σ_e este forfecată la o presiune $\sigma_1 > \sigma_e$. fără a se aștepta consolidarea probei sub acțiunea presiunii sporite σ_1 . Forfecînd proba imediat după aplicarea presiunii σ_1 , rezistența la forfecare obținută este identică cu cea corespunzătoare punctului B. Variația ei în funcție de presiunea σ este dată de dreapta BD paralelă cu abscisa (fig. 5.19).

Acest lucru se datorește faptului că proba nefiind consolidată la presiunea sporită σ_1 , sporul de presiune $\sigma_1 - \sigma_e$ este preluat de apa liberă din pori, iar în scheletul argilei nu se produce nici o schimbare a presiunii efective, care ar putea să influențeze valoarea rezistenței la forfecare.

Dacă forfecarea se efectuează după trecerea unui timp de la încărcarea probei cu presiune σ_1 , timp în care s-a realizat o oarecare consolidare, valoarea rezistenței

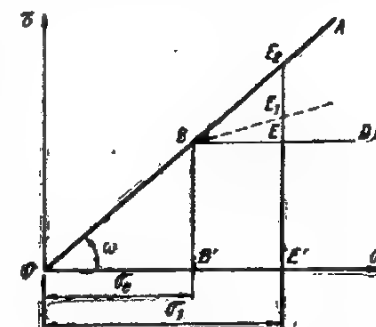


Fig. 5.19. Rezistența la forfecare a argilelor consolidate parțial.

la forfecare este mai mare decât cea corespunzătoare punctului B. Variația rezistenței la forfecare în funcție de presiune, în acest caz, este dată de dreapta BE_1 .

În cazul când forța de forfecare se aplică după consolidarea completă a probei sub acțiunea presiunii sporite σ_1 , valoarea rezistenței la forfecare este maximă, ea fiind egală cu aceea corespunzătoare punctului E_2 de pe ramura principală a diagramei de forfecare.

Rezultă din cele arătate că rezistența la forfecare, respectiv valorile celor două caracteristici Φ și c sînt în funcție de starea de consolidare parțială a pămîntului argilos.

Forfecarea unui pămînt argilos în stare de consolidare parțială poate apărea în practică, atunci când o construcție este așezată pe un strat de argilă a cărui consolidare nu se termină în perioada executării construcției. Rezistența la forfecare, în acest caz, reprezintă numai o fracțiune din valoarea calculată cu ajutorul unghiului de frecare interioară și a coeziunii, determinate pe probe consolidate complet sub acțiunea unei presiuni egale cu cea transmisă de construcție terenului.

Sînt, de asemenea, unele construcții (ecluze, silozuri) la care după terminarea execuției se aplică încărcări mari în mod brusc (umplerea cu apă a ecluzei, depozitarea cerealelor în siloz). Datorită aplicării bruște a încărcărilor, terenul de fundație se va găsi o perioadă de timp în stare de consolidare parțială. În astfel de împrejurări, la calculele de stabilitate, respectiv de capacitate portantă a terenului de fundație, va trebui să se folosească pentru caracteristicile Φ și c valori corespunzătoare stării de consolidare parțială.

Problema determinării unghiului de frecare interioară și a coeziunii este și mai complexă în cazul argilelor în stare naturală. La acestea este necesar să se stabilească în ce măsură sînt influențate rezultatele încercărilor la forfecare de modul de executare a forfecărilor, în special de durată lor. În acest scop, probele luate din aceeași argilă sînt supuse unui ciclu de încercări de forfecare rapide și lente, încercările făcîndu-se cu ajutorul aparatului pentru compresiune triaxială.

Dacă din încercările rapide și lente nu rezultă valori esențial diferite pentru Φ și c , pentru calculele practice se poate adopta o medie a acestora. În cazul când valorile Φ și c rezultate din încercările rapide și lente diferă mult unele de altele, este necesar să se stabilească prin calcule durată consolidării straturilor de pămînt, în condițiile reale ale construcțiilor proiectate. Dacă timpul de consolidare calculat este mai mare decât timpul de execuție a construcției, valorile Φ și c se vor determina prin forfecări de probe în stare de consolidare parțială corespunzătoare timpului de execuție.

6. COMPORTAREA PĂMÎNTURILOR LA ÎNCĂRCĂRI VERTICALE

Fundațiile transmit terenului pe care reazemă încărcările provenite din construcție

Sub încărcări, pămîntul se deformează, ducînd la deplasarea pe verticală a construcției, deplasare cunoscută sub denumirea de *tasare*. În cele ce urmează se vor prezenta modul în care se deformează terenul sub încărcări, repartizarea presiunilor provenite din sarcina exterioară în interiorul masivului de teren și folosirea constatărilor făcute pentru evaluarea tasărilor probabile.

6.1. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR

6.1.1. GENERALITĂȚI

Deformațiile rocilor stîlcoase sînt mai puțin complexe în comparație cu ale pămînturilor. Aceasta se explică prin faptul că legătura dintre mineralele componente este atît de mare, încît nu apare o diferență importantă între rezistența mineralelor individuale și rezistența legăturilor dintre acestea.

La pămînturi însă, fragmentele sînt slab legate, astfel încît, la comportarea sub sarcini a acestora este hotărîtoare intensitatea legăturilor și nu rezistența particulelor componente. În afară de aceasta, prezența apei îndeosebi în pămînturile coezive, adică umiditatea lor, influențează într-un mod esențial rezistența acestor pămînturi.

Deformarea pămînturilor sub încărcări se poate atribui următoarelor cauze :

- deformarea elastică a particulelor solide ;
- îndesarea, adică micșorarea golurilor dintre particule.

Deformarea elastică a particulelor solide sub presiunile uzuale, transmise de fundații, este cu totul neînsemnată și neglijabilă, deoarece particulele minerale din care sînt compuse pămînturile au, în general, rezistențe foarte mari la compresiune. De aceea, în problemele din mecanica pămînturilor, deformațiile elastice ale particulelor nu sînt luate în considerare.

Deformarea din cauza îndesării pământurilor, adică din cauza micșorării golurilor dintre granule, formează partea esențială a deformației pământurilor. Din cauza forțelor de compresiune, granulele din regiunea de sub fundații se apropie unele de altele, trec din poziția lor labilă într-o poziție stabilă. Acest proces de îndesare este însoțit de lunecări locale. În decursul acestor deformări, pământurile (prin îndesare) devin mai compacte, mai rezistente, caracteristicile lor mecanice îmbunătățindu-se.

Comportarea pământurilor sub încărcări este diferită în funcție de poziția granulometrică și de umiditate.

Pământurile nisipoase, adică necoezive, sînt foarte puțin influențate de umiditate, pe cînd la pământurile argiloase (coezive) umiditatea joacă un rol hotărîtor.

Deformațiile pământurilor argiloase, atît cele din cauza compresiunii cît și cele din cauza umflării, nu apar în același timp cu variația presiunii datorită existenței apei legate fizic care, așa cum s-a arătat, are caracteristici cu totul deosebite față de apa liberă. Turtirea învelișului de apă sub presiunile aplicate se face încet datorită vîscozității mari a apei; apa fiind practic incompresibilă, rezultă că moleculele de apă vor părăsi învelișul din jurul particulei solide, ducînd la subțierea stratului de apă, fenomen care se produce lent.

Prezența apei libere complică și mai mult procesul de deformare a acestor pămînturi. În cazul pămînturilor saturate, particulele de pămînt în tendința lor de deplasare elimină apa care umple porii; viteza deformației este condiționată de viteza eliminării apei din pori.

Dacă pămîntul puțin permeabil este solicitat de o presiune uniform distribuită, în primul moment nu se produce nici o deformare, deoarece apa nu are posibilitate de evacuare. Din această cauză, întreaga presiune este preluată de apa din pori, purtînd denumirea de *presiune neutră*.

Datorită presiunii neutre apare un gradient hidraulic între zonele din interiorul stratului de pămînt argilos și stratul drenant (adică cu permeabilitate mare) sau porii de la periferia stratului pe unde apa are posibilitatea să fie drenată.

Încărcarea scheletului mineral nu se face practic instantaneu, ci în timp, pe măsura evacuării apei. Partea din încărcare care se exercită asupra scheletului și produce deformarea lui poartă denumirea de *presiune efectivă*.

Atît timp cît durează filtrația, presiunea neutră scade iar presiunea efectivă crește, suma lor rămînd constantă.

Procesul de deformare ce se produce din momentul aplicării presiunii pînă la preluarea acesteia de faza solidă se numește consolidarea argilei. Pentru fiecare presiune aplicată există o stare de consolidare. Dacă pe un strat de argilă consolidat sub o anumită presiune apare o presiune sporită, aceasta se va consolida în continuare corespunzător acestei presiuni mai mari. Deformarea argilei continuă și după ce toată presiunea a fost preluată de faza solidă, datorită turtirii învelișului de apă legată fizic.

Sub acțiunea presiunii se elimină din argilă prima dată apă liberă, iar după aceea, din apa peliculară se elimină învelișurile superioare. Eliminarea apei este un proces de durată datorită căruia și deformațiile (tasările) se produc în timp.

La nisipuri, apa legată fizic este neînsemnată, iar presiunea din sarcinile exterioare transmite în punctele de contact forțe suficient de mari pentru dislocarea învelișului de apă.

La nisipuri se formează o structură cu contact direct între particulele solide. Deformațiile elastice ale fragmentelor de nisip fiind neglijabile, nisipul este considerat ca avînd o structură rigidă.

La nisipurile saturate apa liberă nu se opune deformației, deoarece permeabilitatea mare asigură o drenare foarte rapidă. Practic, se poate considera că deformația (tasarea) pămînturilor nisipoase se produce odată cu aplicarea încărcării.

Nisipul suferă deformații din cauza îndesării. Aceste deformații sînt mici chiar la nisipuri mai afinate, din cauza sporirii forțelor de frecare dintre fragmente (odată cu sporirea presiunii din sarcinile exterioare). La nisipuri afinate se produc tasări mai mari prin vibrație, aceasta reducînd aproape total forțele de frecare dintre particule, ele reasezîndu-se într-o stare mai îndesată.

6.1.2. STABILIREA CURBELOR DE COMPRESIBILITATE

Încercările de laborator pentru determinarea curbei de compresiune și a constantelor mecanice ale pămînturilor se fac cu un aparat numit *edometru*. Edometrul este compus dintr-un inel cilindric, cu secțiunea de cca. 50 cm² și cu înălțimea de 1,5—2,0 cm, așezat pe un postament; în inel se așază proba de încercat (fig. 6.1). Pe fața superioară și inferioară

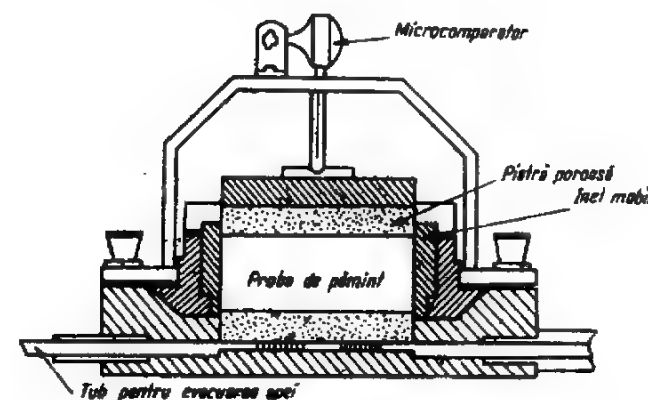


Fig. 6.1. Edometru.

a probei se aşază cîte o piatră poroasă, menită să uşureze eliminarea apei din porii probei în decursul încercării.

Aparatul dispune de tuburi prin care se poate elimina apa ce refulează prin presarea probei, sau în caz de nevoie, se poate inunda proba în decursul încercării. Presiunea asupra probei se aplică printr-un sistem de pîrghii, cu un raport de transmitere a forţei de 1 : 10—1 : 15. Presiunea asupra probei se aplică în 6 trepte : 0,2 ; 0,5 ; 1 ; 2 ; 4 şi 8 daN/cm². După aplicarea fiecărei trepte de încărcare se aşteaptă pînă proba s-a consolidat. În mod obişnuit, la pămînturi prăfoase, argiloase este suficientă menţinerea unei trepte de încărcare pînă ce proba nu se deformează în decurs de 12 ore mai mult de 0,01 mm. La probe de argilă, cu o umiditate mai mare decît limita de frămîntare, trebuie însă menţinută o treaptă de încărcare cel puţin 24 ore.

Deformarea probei se stabileşte cu ajutorul unui micro-comparator cu exactitatea de 0,01 mm.

La probele saturate deformarea poate fi stabilită şi prin cîntărirea probei după aplicarea fiecărei trepte de încărcare. Volumul apei eliminate sub o treaptă de încărcare, raportat la secţiunea probei, dă valoarea deformaţiei corespunzătoare. Edometrele sînt aşa fel construite ca inelul cu proba să poată fi uşor scos din aparat, pentru a nu expune proba evaporării apei din pori în decursul cîntării; cîntărirea trebuie făcută în timpul cel mai scurt posibil.

Încercarea se poate face pe probe cu structură tulburată şi netulburată. La încercările pe probe netulburate, probele se scot din ştuful cu care au fost recoltate prin înfigerea inelului edometrului în pămîntul supus încercării. Inelul este ascuţit la partea inferioară şi are o grosime mică pentru a evita pe cît este posibil tulburarea structurii probei pe feţele laterale. Pentru executarea încercării, proba se taie cu un cuţit ascuţit la nivelul părţii superioare şi inferioare a inelului, apoi se introduce în aparat, aşezîndu-se între cele două pietre poroase.

Cu ajutorul rezultatelor obţinute la încercarea cu edometrul se construiesc curbele compresiune-porozitate şi compresiune-deformaţie.

6.1.2.1. Curba compresiune-porozitate

Se ia în considerare o încercare pe o probă cu structură tulburată. Se calculează, în primul rînd, indicele porilor în starea iniţială a probei e_0 , şi apoi indicele porilor după fiecare treaptă de încărcare e , cu relaţia :

$$e = e_0 - \Delta e, \quad (6.1)$$

unde Δe reprezintă reducerea indicelui porilor după treapta de încărcare aferentă.

Cu valorile e obţinute pentru toate încercările, se construieşte curba de compresiune-porozitate (fig. 6.2), punînd pe abscisă valorile presiunii p , iar pe ordonată indicele porilor corespunzător e .

Pînă ce presiunea a sporit de la $p=0$ la $p=p_B$, indicele porilor a scăzut de la e_0 la valoarea corespunzătoare ordonatei din punctul B. Se obţine în felul acesta ramura principală 1 a diagramei. Procedînd la scăderea treptată a presiunii în aceleaşi condiţii ca şi la sporirea ei, se obţine ramura 2; proba se umflă mărindu-şi porozitatea, însă nu pînă la valoarea iniţială e_0 , ci numai pînă la valoarea corespunzătoare punctului C. Procesul de îndesare-umflare nu este reversibil, rămîne o deformare permanentă, plastică, corespunzătoare ordonatei AC. După o reîncărcare, tot în trepte, se obţine curba 3, care nu diferă mult de o linie dreaptă pînă în punctul D, de unde proba se va comprima după ramura principală care s-ar fi obţinut fără întreruperea încercării în punctul B. În apropierea acestui punct, pe ramura principală, apare un cot, punctul D, ca efect al precomprimării.

Executînd încercarea cu o probă netulburată, se obţine de la început ramura 3 (CD) a diagramei. Comprimarea pămîntului argilos după ramura 1 (AB) s-a produs prin încărcarea stratului cu sarcina geologică, iar descărcarea după ramura 2 (BC) a apărut cu ocazia recoltării probei din stratul respectiv.

Se constată, în general, că probele netulburate sînt mai puţin compresibile ca cele tulburate.

Încercările pe probe tulburate se fac în cazul lucrărilor de terasamente, ramblee, diguri, baraje de pămînt etc., adică acolo unde se foloseşte pămîntul ca material de construcţie, iar pe probe netulburate în cazul cînd trebuie stabilită tasarea straturilor de pămînt sub sarcinile construcţiilor.

Exprimarea analitică a relaţiei dintre presiune şi indicele porilor (fig. 6.3) se face în felul următor : presiunii p_1 îi corespunde indicele porilor e_1 , iar presiunii p_2 îi corespunde e_2 ; înlocuind

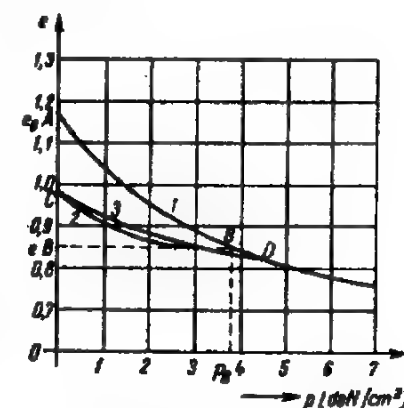


Fig. 6.2. Curba de compresiune — porozitate.

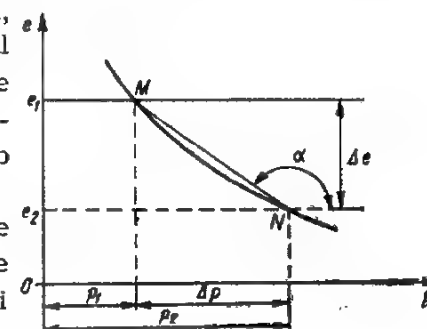


Fig. 6.3. Stabilirea indicelui de compresibilitate.

arcu curbei MN , care este o parte din curba de compresiune-porozitate, cu coarda MN , se poate scrie :

$$\frac{\Delta e}{\Delta p} = \operatorname{tg} \alpha, \quad (6.2)$$

sau notînd :

$$\operatorname{tg} \alpha = -C_c, \quad (6.3)$$

$$\frac{\Delta e}{\Delta p} = -C_c \text{ [cm}^2/\text{daN]}; \quad (6.4)$$

C_c se numește *indice de compresibilitate* și are o valoare pozitivă ; semnul minus arată că unei creșteri a presiunii îi corespunde o scădere a porozității. Indicele de compresibilitate C_c dă posibilitatea clasificării pămînturilor în privința compresibilității lor.

Pămînturile cu un indice de compresibilitate de ordinul $0,001 \text{ cm}^2/\text{daN}$ sînt foarte puțin compresibile și ca atare se consideră că pot suporta în condiții bune sarcinile transmise de construcții.

Pămînturile cu un indice de compresibilitate de ordinul $0,01 \text{ cm}^2/\text{daN}$, au o compresibilitate medie ; la proiectarea construcțiilor pe terenuri alcătuite din asemenea pămînturi, trebuie să se ia în considerare tasările probabile care pot să apară sub fundații.

Indicele de compresibilitate de ordinul $0,1 \text{ cm}^2/\text{daN}$ arată că pămînturile considerate au o compresibilitate foarte mare. În asemenea cazuri, pentru a feri construcțiile de efectul tasărilor periculoase, este necesar să se aplice măsuri de consolidare a terenului.

6.1.2.2. Curba compresiune-deformație

Pentru a determina diagrama de deformație a pămînturilor sub acțiunea presiunilor și modulul de deformație liniară edometric, se pot face încercări pe probe tulburate și netulburate.

Deformațiile specifice se obțin împărțind deformația totală a probei Δh cu înălțimea inițială a probei h ;

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}. \quad (6.5)$$

La încercările pe probe netulburate, înălțimea *inițială* a probei este aceea corespunzătoare stării în care se găsea proba înainte de recoltare, deci înălțimea corespunzătoare unei presiuni egale cu presiunea geologică.

Cu ajutorul curbei de compresiune-deformație se poate stabili modulul de deformație liniară edometric. La determinarea acestuia se ține seama de deformația specifică totală, adică atât de cea elastică cît și de cea per-

manentă. Luînd în considerare condițiile încercărilor în edometru, modulul de deformație liniară edometric exprimă relația dintre presiune și deformație pentru proba de pămînt, cu deformare laterală împiedicată. Acest modul se notează cu M și se definește prin relația :

$$M = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \operatorname{ctg} \alpha. \quad (6.6)$$

Modulul de deformație liniară edometric nu are o valoare constantă ; valoarea lui depinde de mărimea intervalului $p_2 - p_1 = \Delta p$ și de locul unde se fixează pe curba compresiune-deformație acest interval (fig. 6.4).

Pentru a putea folosi o valoare cît mai apropiată de condițiile reale, este indicat să se ia valoarea p_1 egală cu sarcina geologică la nivelul de unde a fost recoltată proba ; p_2 este presiunea provenită de la construcție și Δp plusul de presiune transmis de construcție terenului de fundație la acel nivel.

Între indicele de compresibilitate și modulul de deformație liniară edometric, pentru un anumit pămînt, există relația de legătură :

$$M = \frac{1+e}{C_c}. \quad (6.7)$$

6.1.2.3. Coeficientul presiunii laterale

Modulul de deformație liniară edometric M a fost stabilit în edometru în condițiile deformației laterale oprite. Se poate stabili și pentru pămînturi un modul analog cu acela utilizat în teoria elasticității, corespunzător materialelor de construcții, cu deformarea laterală liberă E . În acest caz este necesar să se determine coeficientul presiunii laterale.

Aplicînd o presiune verticală Δp_z pe o probă de pămînt la care deformația laterală în direcțiile axelor x și y este împiedicată, vor apărea pe suprafețele laterale presiunile Δp_x și Δp_y , care în cazul pămînturilor omogene și izotrope sînt egale. Raportul :

$$K_0 = \frac{\Delta p_x}{\Delta p_z} = \frac{\Delta p_y}{\Delta p_z} \quad (6.8)$$

este coeficientul presiunii laterale ; valoarea coeficientului presiunii laterale se determină experimental.

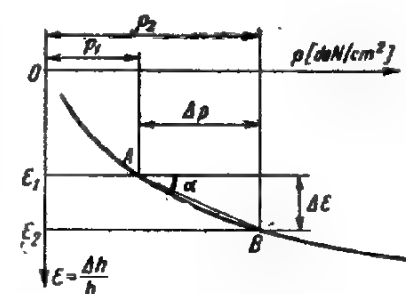


Fig. 6.4. Stabilirea modulului de deformație liniară-edometric.

Între coeficientul presiunii laterale K_0 și coeficientul lui Poisson ν există relația de legătură :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (6.9)$$

Această relație se folosește în calculele de proiectare, respectiv la exprimarea legăturii dintre modulul de deformare liniară edometric M și modulul de deformare liniară E :

$$\frac{M}{E} = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (6.10)$$

6.1.2.4. Curba de compresiune la pământuri macroporice

Pământurile macroporice, ca loessul și pământurile loessoide, în stare uscată au o legătură puternică între granule, fapt care le permite să-și păstreze poziția de echilibru și la un taluz vertical de mai mulți metri înălțime. În această stare au o rezistență mare față de solicitarea la compresiune.

Legătura pronunțată a acestor pământuri este asigurată de lianți (carbonat de calciu etc.), care în stare uscată se mențin foarte bine. Prin contactul cu apa, lianții dintre particulele solide se dizolvă, legătura slăbește, și din cauza golurilor mari care dau o porozitate de 40—55% se produce o prăbușire a scheletului macroporos și ca urmare apar tasări mari.

Proba supusă încercării de compresiune, în edometru, dă o curbă de compresiune cu totul diferită în cele două stări, adică în stare uscată și în stare saturată. Curba 1 din figura 6.5, a reprezintă curba de compresiune-deformație a pământului macroporic având umiditatea corespunzătoare stării naturale în care se găsește în teren; curba 2 dă dependența dintre compresiune și deformare în starea de saturație, adică după inun-

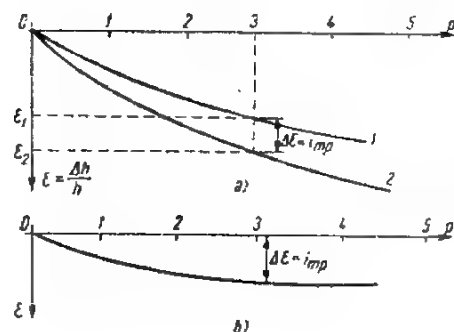


Fig. 6.5. Deformația pământurilor macroporice :

a — curbele de compresiune-deformație ale probei;
b — curba tasărilor specifice la inundație.

darea probei. Curba din figura 6.5, b arată că diferența Δe , notată cu i_{mp} , crește aproximativ până la presiunea $p=3,0 \text{ daN/cm}^2$; în continuare, creșterea este neglijată și poate fi considerată constantă.

Pentru a stabili valoarea maximă i_{mp} , nu este necesar să se facă încercări de laborator separate cu scopul de a obține cele două curbe de compresiune-deformație 1 și 2, ci se procedează în modul următor : se supune

proba în stare naturală încercării edometrice până la presiunea de 3 daN/cm^2 , așteptând consolidarea ei la fiecare treaptă de presiune, apoi se inundă proba cu apă, menținând constantă presiunea de 3 daN/cm^2 . Din cauza umezirii probei se produce o tasare suplimentară a probei (fig. 6.6). Diferența dintre deformațiile specifice corespunzătoare celor două stări de umiditate la presiunea de 3 daN/cm^2 dă valoarea căutată $\Delta e = i_{m3}$.

Valoarea i_{m3} se numește *tasarea specifică la umezire*.

După valoarea tasării specifice la umezire pentru presiunea de 3 daN/cm^2 (i_{m3}), pământurile se clasifică în :

— insensibile la umezire, dacă valoarea

$$i_{m3} < 2,0 \text{ cm/m}; \quad (6.11)$$

— sensibile la umezire, dacă valoarea

$$i_{m3} \geq 2,0 \text{ cm/m}. \quad (6.11')$$

Conform *Normativului pentru proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe pământuri macroporice sensibile la umezire* (C. 7—67), pământurile sensibile la umezire se încadrează în două grupe :

— *grupa A*, în care intră pământurile la care tasarea suplimentară prin umezire sub greutate proprie este mai mică decât 5 cm .

— *grupa B*, în care intră pământurile la care tasarea suplimentară prin umezire sub greutate proprie este mai mare decât 5 cm .

Încadrarea pământurilor sensibile la umezire în una din cele două grupe se poate face fie prin încercări experimentale de inundație (C. 7—67, anexa 2 pct. 1), fie prin calcul efectuat pe baza datelor obținute din încercări de laborator (C. 7—67 anexa 3 pct. 10).

În cazul când pentru stabilirea grupei de încadrare nu se dispune de datele necesare, normativul C. 7—67 precizează că terenurile de fundație, la care grosimea pachetului de strate sensibile la umezire nu depășește 5 m , se pot considera că fac parte din *grupa A*.

Cunoașterea grupei în care se încadrează un pământ sensibil la umezire, folosit ca teren de fundație, este necesară atât pentru alegerea sistemului static și de fundare al construcției, cât și pentru prevederea unor măsuri de protecție. Aceste măsuri, în general, au scopul de a feri stratele de

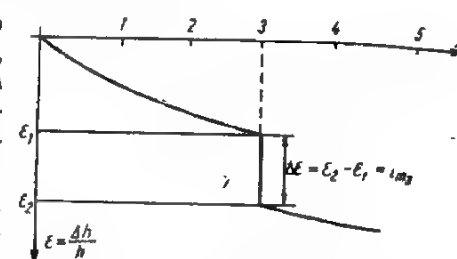


Fig. 6.6. Încercarea edometrică prin inundarea probei la presiunea de $3,0 \text{ daN/cm}^2$.

pământ macroporice, sensibile la umezire, de sub fundații de contactul cu apa provenită din precipitații, din conductele de apă, din canalizări etc.

Pentru stabilitatea construcțiilor fondate pe terenuri sensibile la umezire este importantă tasarea probabilă totală. Mărimea acesteia se poate determina orientativ cu ajutorul relației :

$$S = \sum_{i=1}^n i_{mp_i} h_i m, \quad (6.12)$$

în care :

i_{mp_i} este tasarea specifică la umezire (cm/m) corespunzătoare fiecărui strat sensibil la umezire care intră în alcătuirea stratificației terenului de fundație, stabilită pentru presiunea p_i rezultată din însumarea presiunii geologice cu cea din construcție, la nivelul mijlocului stratului i ;

h_i — grosimea stratului i , în m;

m — coeficientul condițiilor de lucru;

n — numărul straturilor.

Însumarea conform relației (6.12) se face în limitele întregului pachet de strate sensibile la umezire, pentru care tasarea specifică la umezire, corespunzătoare încărcării de 3 daN/cm², $i_{m3} \geq 2$ cm/m.

Valorile coeficientului condițiilor de lucru m se iau astfel :

a) pentru fundații continue sau izolate cu dimensiunea, în plan, cea mai mică pînă la 2,00 m, coeficientul m are următoarele valori :

$m=2$ — pentru strate situate la adîncimi mai mici decît 1,5 B (B fiind dimensiunea cea mai mică a suprafeței în plan a fundației);

$m=1$ — pentru celelalte strate inferioare, în limita grosimii totale a pachetului de strate sensibile la umezire;

b) pentru fundații cu dimensiuni în plan mai mari de 2,00 m, coeficientul condițiilor de lucru are valoarea $m=1$.

6.2. DISTRIBUȚIA EFORTURILOR ÎN PĂMÎNT

6.2.1. GENERALITAȚI

Cunoașterea distribuției eforturilor în pământ este necesară pentru dimensionarea fundațiilor construcțiilor și pentru calculul tasărilor probabile sub sarcinile transmise terenului de către construcții.

Repartiția eforturilor unitare în teren este o problemă complexă în comparație cu distribuția tensiunilor în elementele unei construcții (planșee, stâlpi, grinzi etc.).

Din punctul de vedere teoretic, problemele de bază ale repartiției eforturilor în interiorul unui masiv omogen, izotrop, elastic, semiinfiniț, solicitat de o forță concentrată au fost rezolvate de Boussinesq, iar pentru sarcina liniară uniform repartizată de Flamand. În teoria elasticității,

prima este cunoscută ca problema spațială a distribuției eforturilor într-un masiv semiinfiniț, iar a doua ca problema plană.

În mecanica pământurilor, aceste teorii au o largă aplicare, deși pământurile nu sînt corpuri elastice. Legile teoriei elasticității se pot aplica și pentru corpuri continue, liniar deformabile, adică pentru corpuri la care relația dintre eforturi și deformații poate fi exprimată printr-o funcție liniară. Acest lucru, la pământuri, se admite între anumite limite ale presiunilor, chiar cu scopul de a putea extinde valabilitatea legilor elasticității și asupra lor.

6.2.2. DISTRIBUȚIA EFORTURILOR UNITARE VERTICALE ÎN TEREN PE BAZĂ DE ÎNCERCĂRI

Pământurile care formează terenul de fundație nu sînt perfect elastice, ceea ce face ca rezultatele experimentale să ducă la deosebiri în distribuția eforturilor față de rezultatele teoretice. Din încercările făcute pe modele, cît și din observațiile efectuate pe construcțiile executate și din compararea rezultatelor obținute pe cele două căi, se pot trage importante concluzii în privința comportării pământurilor sub solicitări.

Rezultatele obținute se grupează în două părți : distribuția eforturilor pe suprafața de contact (talpa fundației) și distribuția eforturilor în adîncime.

6.2.2.1. Distribuția eforturilor în teren imediat sub talpa fundației

Pentru a stabili distribuția eforturilor pe suprafața de contact (imediat sub talpa fundației) s-au făcut încercări pe nisip, cu modele de formă circulară, avînd diametrele de 34, 45, 60 și 110 cm. S-au aplicat pe plăci circulare, rigide, forțe P de diferite mărimi, în așa fel ca presiunea rezultată :

$$p_0 = \frac{P}{A} \quad (6.13)$$

să fie aceeași pentru fiecare placă. Diagramele de eforturi unitare rezultate sînt arătate în figurile 6.7, a, b, c, d.

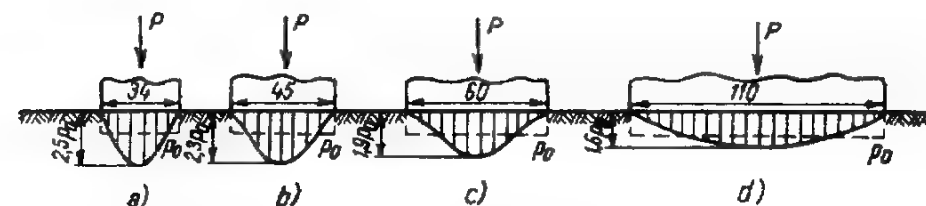


Fig. 6.7. Diagramele eforturilor unitare pe suprafața de contact la nisipuri :
a, b, c, d — diferite dimensiuni de fundații.

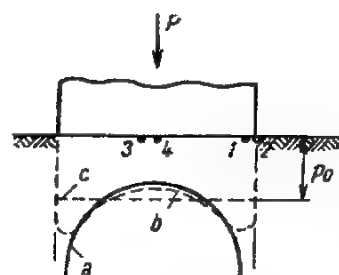


Fig. 6.8. Diagrama eforturilor unitare pe suprafața de contact la pământuri coezive.

Presiunile au valoarea maximă în axa plăcii de încercare, concentrarea lor în axa plăcii scăzând însă cu sporirea suprafeței de contact. La marginea plăcii presiunile scad la valoarea zero. Granulele de nisip au posibilitatea să refuleze lateral și din cauza aceasta terenul opune o reacțiune mai mare în apropierea axei, (unde refularea este împiedicată) decât la marginea plăcii. La pământurile coezive încercările arată o repartizare a eforturilor unitare, pe suprafața de contact, în formă de șea (fig. 6.8, curba *b*). Eforturile mai mari sînt la marginea plăcii. Placa fiind rigidă, tasarea provocată de o forță concentrată P este uniformă. În aceste condiții, o particulă situată sub marginea plăcii (1) va exercita o reacțiune sporită, din cauză că, ea fiind legată prin coeziune de particulele din exteriorul plăcii (2) va trebui să le antreneze și pe acestea în deplasarea verticală. Efortul transmis de placă particulei 1 va fi deci mai mare ca acela transmis particulelor 3 sau 4, care nu se împiedică unele pe altele în deplasarea lor. Concentrarea eforturilor spre marginile fundației rezultă și prin calcule teoretice (fig. 6.8, curba *a*).

6.2.2.2. Distribuția eforturilor unitare verticale în adîncime

Făcîndu-se încercări pe modele, în aceleași condiții cum s-au făcut încercările pentru stabilirea eforturilor pe suprafața de contact, pentru diferite adîncimi s-au obținut rezultatele arătate în figura 6.9.

După cum se vede, și în adîncime eforturile unitare sînt concentrate în axa fundației. Eforturile maxime din axa fundației scad cu adîncimea,

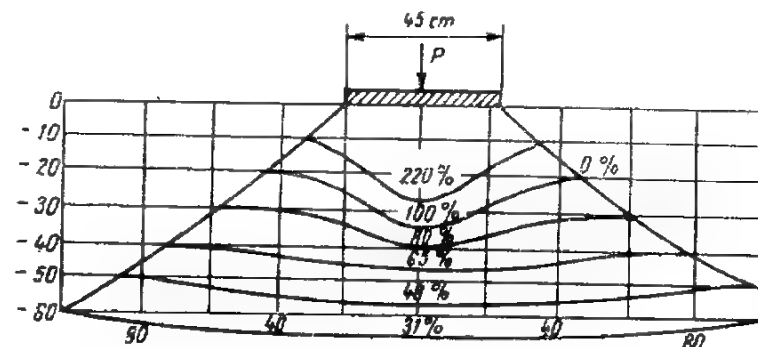


Fig. 6.9. Diagrama eforturilor unitare în adîncime la nisipuri.

dar se extind pe o suprafață din ce în ce mai mare. Diagramele de presiuni în secțiune au formă de clopot.

Se obține o reprezentare clară a eforturilor verticale prin izobare, care rezultă din unirea punctelor de egală presiune din teren (fig. 6.10).

Izobara zero împarte semispațiul într-o zonă activă, influențată de sarcinile transmise terenului și o zonă inactivă, neinfluențată de aceste sarcini. Izobara zero pleacă din marginea plăcii sub un unghi de cca. 35° și se apropie asimptotic de orizontală pe măsură ce înaintează în adîncime. Pentru calculul tasărilor se admite că izobara zero este o dreaptă care face cu orizontala un unghi de 45° precum și simplificarea că, la fiecare nivel considerat presiunile extinse între izobarele zero sînt uniform repartizate.

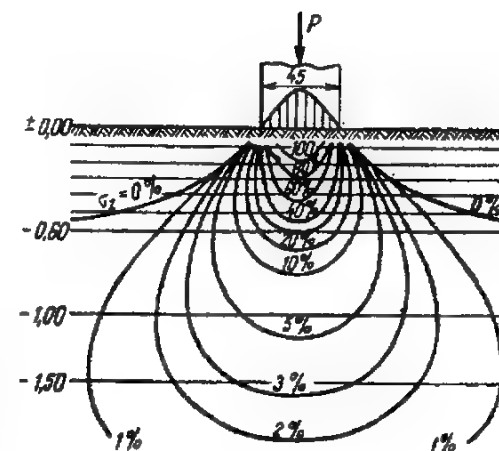


Fig. 6.10. Construcția izobarelor.

6.2.3. DISTRIBUȚIA EFORTURILOR ÎN CAZUL SUPRAFETELOR CU CONTUR ÎNCHIS. METODA PUNCTULUI DE COLȚ

Sarcinile construcțiilor nu se transmit terenului în mod concentrat sau liniar distribuit, ci repartizate pe suprafața de contact dintre fundație și teren

Se consideră o fundație de formă dreptunghiulară cu laturile a și b , care transmite terenului presiunea uniform repartizată notată cu p (fig. 6.11).

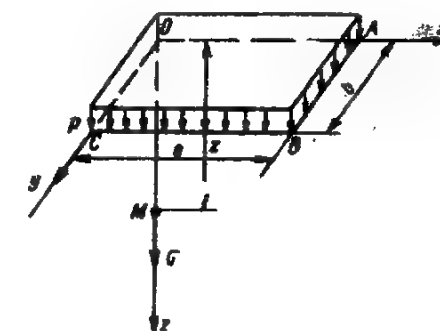


Fig. 6.11. Distribuția eforturilor la suprafețe dreptunghiulare.

Presiunea într-un punct din teren situat la adâncimea z față de talpa fundației pe o verticală care trece prin colțul fundației O se determină aplicând o relație teoretică, prezentată prescurtat sub forma :

$$\sigma_z = \rho I_3 \quad (6.14)$$

Valorile coeficientului de influență I_3 sînt date în tabela 6.1, în funcție de adâncimea relativă $\frac{z}{b}$ și de forma fundației prin raportul $\frac{a}{b}$.

Tabela 6.1.

Valorile coeficientului I_3 pentru determinarea efortului unitar σ_z .
Metoda punctului de colț.

Adâncimea relativă $\frac{z}{b}$	Coeficient de influență I_3						
	$\frac{a}{b} = 1,0$	$\frac{a}{b} = 1,5$	$\frac{a}{b} = 2,0$	$\frac{a}{b} = 3,0$	$\frac{a}{b} = 5,00$	$\frac{a}{b} = 10,00$	$\frac{a}{b} = \infty$
0,25	0,2473	0,2482	0,2483	0,2484	0,2485	0,2485	0,2485
0,50	0,2325	0,2378	0,2391	0,2397	0,2398	0,2399	0,2399
0,75	0,2060	0,2182	0,2217	0,2254	0,2239	0,2240	0,2240
1,00	0,1752	0,1936	0,1999	0,2034	0,2044	0,2046	0,2046
1,50	0,1210	0,1451	0,1561	0,1638	0,1665	0,1670	0,1670
2,00	0,0840	0,1071	0,1202	0,1316	0,1363	0,1374	0,1374
3,00	0,0447	0,0612	0,0732	0,0860	0,0959	0,0987	0,0990
4,00	0,0270	0,0383	0,0475	0,0604	0,0712	0,0758	0,0764
6,00	0,0127	0,0185	0,0238	0,0323	0,0431	0,0506	0,0521
8,00	0,0073	0,0107	0,0140	0,0195	0,0283	0,0367	0,0394
10,00	0,0048	0,0070	0,0092	0,0129	0,0198	0,0279	0,0316
12,00	0,0033	0,0049	0,0065	0,0094	0,0145	0,0219	0,0264
15,00	0,0021	0,0031	0,0042	0,0061	0,0097	0,0158	0,0211
18,00	0,0015	0,0022	0,0029	0,0043	0,0069	0,0118	0,0177
20,00	0,0012	0,0018	0,0024	0,0035	0,0057	0,0099	0,0159

Valorile coeficientului de influență I_3 pot fi stabilite și cu ajutorul curbelor lui Steinbrenner, arătate în figura 6.12.

Pentru stabilirea mărimii efortului σ_z , la o anumită adâncime z , se determină cu ajutorul abacelor Steinbrenner valoarea raportului $\frac{\sigma_z}{p}$ în felul următor : pe ordonată se măsoară $\frac{z}{b}$, se duce o orizontală din dreptul valorii acestui raport pînă la intersecția cu curba corespunzătoare raportului $\frac{a}{b}$, de unde se ridică o verticală care intersectează axa absciselor în dreptul valorii $\frac{\sigma_z}{p}$ căutate.

La formarea raporturilor $\frac{z}{b}$ și $\frac{a}{b}$ trebuie respectată regula că b reprezintă totdeauna latura mică a dreptunghiului.

Prin metoda arătată mai sus se obține efortul unitar σ_z , în dreptul verticalei ce trece prin colțul dreptunghiului. Dar cu ajutorul acestei metode se poate determina efortul unitar în oricare punct a suprafeței dreptunghiulare. În acest scop se împarte dreptunghiul în două sau patru dreptunghiuri mai mici, avînd colțurile în punctul considerat B, C, M, N , așa cum arată figura 6.13, a, b, c, d ; se stabilește efortul în punctul de colț

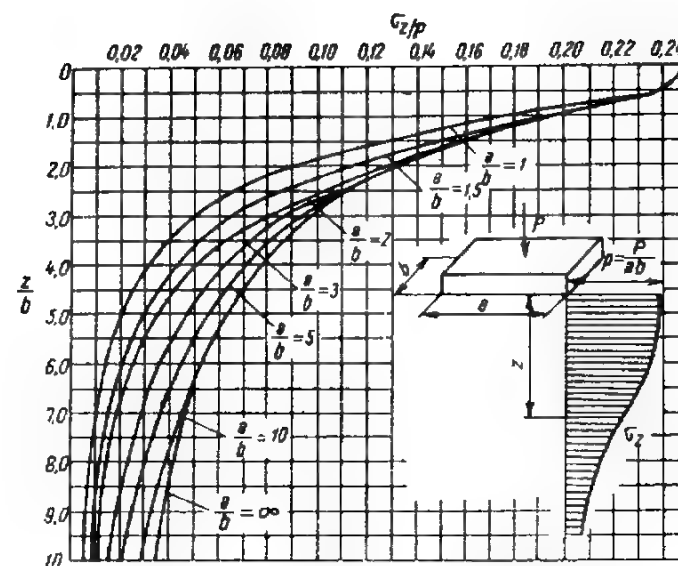


Fig. 6.12. Curbele lui Steinbrenner.

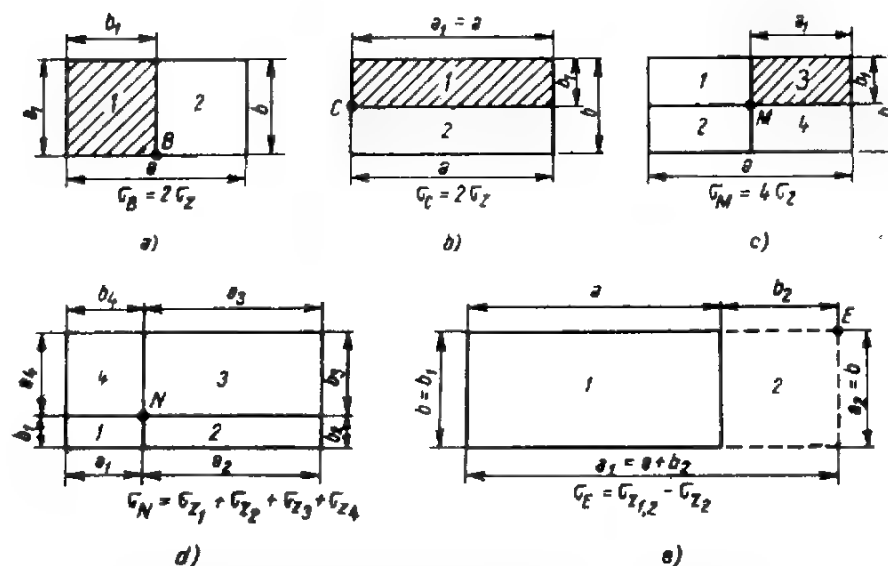


Fig. 6.13. Aplicarea metodei punctului de colț :

a — punctul pe latura mare; b — punctul pe latura mică; c — punctul în centrul conturului; d — punctul în interiorul conturului; e — punctul în exteriorul conturului.

al dreptunghiurilor rezultate și apoi se aplică principiul suprapunerii eforturilor. În figura 6.13, e se arată modul de a determina efortul unitar într-un punct exterior dreptunghiului (pct. E).

Valoarea maximă σ_z , care la orice nivel se găsește pe verticala care trece prin centrul de greutate al fundației, trebuie cunoscută pentru a putea compara efortul unitar din solicitarea exterioară cu presiunea admisă a terenului. Pentru calculul tasărilor probabile este recomandabil să nu se calculeze cu valoarea maximă a efortului σ_z , ci să se stabilească o valoare medie.

6.3. CALCULUL TASĂRILOR

Cunoașterea deformațiilor terenului de fundație și deci a tasării construcției este necesară pentru alegerea fundațiilor corespunzătoare structurii de rezistență a suprastructurii, dimensionarea fundațiilor, stabilirea poziției rosturilor de tasare și asigurarea unei comportări bune a tuturor instalațiilor care ar putea fi deteriorate prin neluarea în seamă a tasărilor.

Dificultățile care se ivesc la stabilirea mărimii tasării constau în următoarele :

— cunoașterea reală a caracteristicilor de compresibilitate ale diferitelor strate, variația pe adâncime a acestor caracteristici, neomogenitatea și anizotropia terenului de fundație ;

— alegerea metodei de calcul care să corespundă cât mai bine condițiilor reale ;

— considerarea conlucrării dintre construcție (fundație) și terenul de fundație, fapt care influențează modul de repartizare a presiunilor în teren sub talpa fundației.

Factorii care influențează tasarea terenului de fundație fiind foarte numeroși, metodele de calcul diferă în funcție de ipotezele simplificatoare admise.

Pentru calculul tasării s-au elaborat două metode de calcul ; una bazată pe formulele deduse din teoria elasticității (spațiu semiinfințit elastic, omogen și izotrop) și a doua bazată pe distribuția eforturilor în teren.

Calculul tasărilor bazat pe cunoașterea distribuției eforturilor în teren permite stabilirea tasărilor în cazul straturilor tasabile de grosime mică sau a straturilor cu caracteristici mecanice diferite.

6.3.1. CALCULUL TASĂRII ÎN CAZUL UNUI STRAT TASABIL SITUAT IMEDIAT SUB TALPA FUNDAȚIEI

Calculul tasării se bazează pe legătura lineară între eforturi și deformații, considerând terenul ca un mediu ideal, omogen și izotrop.

Cota de fundare fiind D și fundația transmitând o presiune uniform distribuită p_0 , sporul de presiune care produce tasarea este :

$$p = p_0 - \gamma_z D. \quad (6.15)$$

Calculul tasării se va face deci pentru presiunea p . Fiind vorba de o sarcină transmisă pe o suprafață limitată, se poate admite repartizarea presiunii în adâncime după plane înclinate cu unghiul α (fig. 6.14). Acest unghi variază pentru pământurile nisipoase între 40—45°, iar pentru pământurile coezive poate atinge valori pînă la 70°.

La nivelul z , presiunea p_z se consideră uniform repartizată.

Formulele pentru calculul tasării diferă după cum fundația este izolată sau în fișie. Astfel :

— Pentru fundațiile pătrate de latură a , sau dreptunghiulare asimilabile cu un pătrat (de suprafață egală), tasarea este dată de relația :

$$s = \Delta h = \frac{p}{M} \frac{ah}{a + 2h \operatorname{tg} \alpha}, \quad (6.16)$$

unde M este modulul de deformare liniară edometric.

— În cazul fundației cu secțiunea circulară cu diametrul d , tasarea este :

$$s = \Delta h = \frac{p}{M} \frac{dh}{d + 2h \operatorname{tg} \alpha}. \quad (6.17)$$

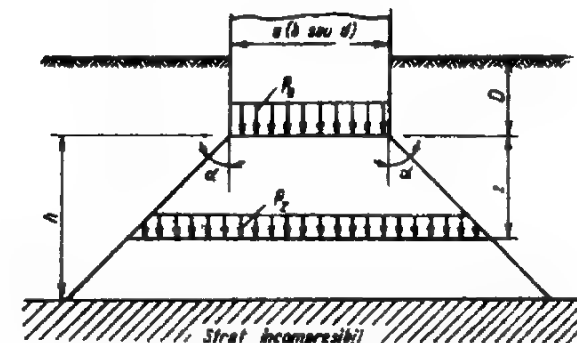


Fig. 6.14. Strat tasabil situat imediat sub talpa fundației.

— Pentru o fundație în fișie cu lățimea b , admitând aceeași repartizare a presiunii după plane cu înclinarea α , tasarea se calculează cu relația :

$$s = \Delta h = \frac{pb}{2M \operatorname{tg} \alpha} \ln \frac{b + 2h \operatorname{tg} \alpha}{b} \quad (6.18)$$

Dacă suprafața fundației este mare în raport cu grosimea stratului tasabil, fiind satisfăcută relația :

$$h \leq \frac{1}{2} b, \quad (6.19)$$

în care b este lățimea fundației, tasarea se poate calcula cu formula simplificată obținută din legea indesării :

$$s = \frac{C_c p h}{1 + e} = \frac{p h}{M}, \quad (6.20)$$

unde :

C_c este indicele de compresibilitate ;

$M = \frac{1+e}{C_c}$ — modulul de deformare liniară edometric ;

e — indicele porilor pentru terenul în stare naturală ;

p și h — au semnificațiile din figura 6.14.

6.3.2. CALCULUL TASĂRII CÎND STRATUL TASABIL ESTE INTERCALAT ÎNTRE DOUĂ STRATE INCOMPRESIBILE

Dacă stratul tasabil de grosime h se găsește intercalat între două strate incompresibile (fig. 6.15), tasările se calculează cu relațiile :

— pentru fundația pătrată de latură a :

$$s = \Delta h = \frac{p}{M} \frac{a^2 h}{(a + 2h_1 \operatorname{tg} \alpha)(a + 2h_2 \operatorname{tg} \alpha)}; \quad (6.21)$$

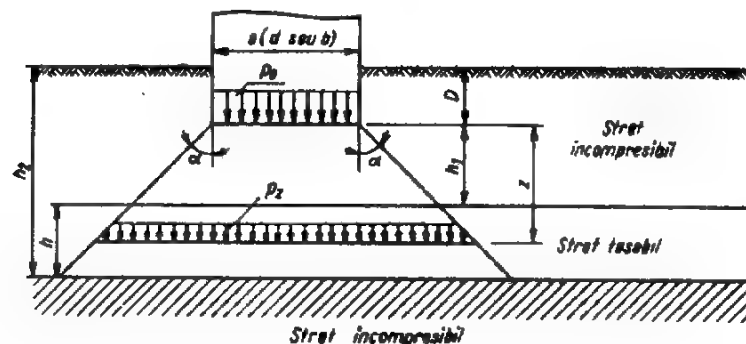


Fig. 6.15. Strat tasabil intercalat între două straturi incompresibile.

— pentru fundația circulară cu diametrul d :

$$s = \Delta h = \frac{p}{M} \frac{d^2 h}{(d + 2h_1 \operatorname{tg} \alpha)(d + 2h_2 \operatorname{tg} \alpha)}; \quad (6.22)$$

— pentru fundația în fișie de lățime b :

$$s = \Delta h = \frac{pb}{2M \operatorname{tg} \alpha} \ln \frac{b + 2h_2 \operatorname{tg} \alpha}{b + 2h_1 \operatorname{tg} \alpha}. \quad (6.23)$$

Cînd stratul tasabil are o grosime mică ($h \leq 1$ m), putînd considera presiunea pentru un asemenea strat constantă și egală cu valoarea corespunzătoare nivelului mediu al stratului, tasarea poate fi calculată cu următoarele relații simplificate :

— pentru fundația pătrată :

$$s = \Delta h = \frac{pa^2 h}{M \left[a + 2 \left(h_1 + \frac{h}{2} \right) \operatorname{tg} \alpha \right]^2}; \quad (6.24)$$

— pentru fundația circulară :

$$s = \Delta h = \frac{pd^2 h}{M \left[d + 2 \left(h_1 + \frac{h}{2} \right) \operatorname{tg} \alpha \right]^2}; \quad (6.25)$$

— pentru fundația în fișie :

$$s = \Delta h = \frac{pbh}{M \left[b + 2 \left(h_1 + \frac{h}{2} \right) \operatorname{tg} \alpha \right]}. \quad (6.26)$$

6.3.3. METODA ÎNSUMĂRII

Se aplică în cazul în care stratul tasabil are grosime mare și modulul de deformare variază cu adîncimea, sau cînd terenul de fundație este format din mai multe strate cu caracteristici mecanice diferite.

Metoda însumării tasărilor stratelor elementare cuprinde următoarele operațiuni :

- determinarea variației eforturilor unitare în adîncime ;
- determinarea adîncimii pînă la care se consideră practic influența încărcării transmise de fundație (determinarea zonei active) ;
- determinarea tasărilor stratelor elementare și a tasării totale prin însumarea deformațiilor stratelor elementare.

Calculul se face cu sporul de presiune p calculat cu relația (6.15).

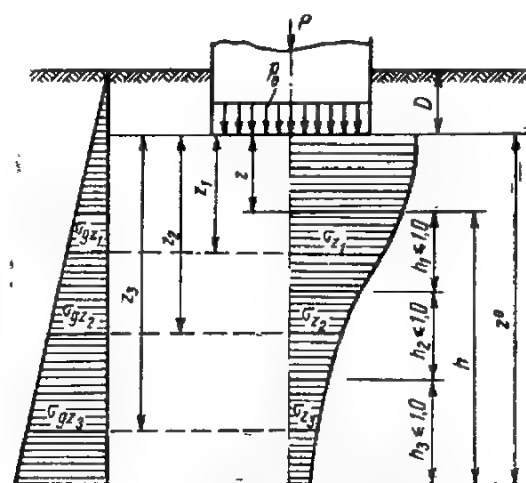


Fig. 6.16. Calculul tasării prin metoda însumării.

Stratul tasabil de grosime h se împarte în n straturi elementare, în așa fel, încât grosimea stratului elementar să nu depășească aproximativ 1,0 m (fig. 6.16) :

$$h_i = \frac{h}{n} \leq 1,0 \text{ m.} \quad (6.28)$$

Împărțirea în fișii elementare se face ținându-se seama și de delimitarea naturală dintre stratele cu caracteristici fizice și mecanice diferite.

Pe grosimea stratului elementar se consideră atât presiunea σ_{zi} cât și modulul de deformare M constante și egale cu valorile corespunzătoare mijlocului stratului i . Admițind relația dintre presiune și deformarea liniară, tasarea se poate calcula pentru un strat elementar cu relația :

$$s_i = \sigma_{zi} \frac{h_i}{M_i} \quad (6.29)$$

în care :

σ_{zi} este presiunea corespunzătoare mijlocului stratului elementar i ;

h_i — înălțimea stratului elementar ;

M_i — modulul de deformare liniară edometric, corespunzător aceluiași strat i .

Valoarea modulului se determină chiar pentru același teren pentru fiecare strat elementar în parte.

Zona activă până la care se calculează tasarea se limitează la adâncimea z^0 măsurată de la nivelul tălpii fundației, la care este satisfăcută relația :

$$\sigma_{z^0} = 0,2 \sigma_{g z^0}, \quad (6.27)$$

unde :

σ_{z^0} este efortul unitar din dreptul centrului de greutate al fundației, la adâncimea z^0 ;

$\sigma_{g z^0}$ — presiunea geologică la adâncimea z^0 .

Stratul tasabil de grosime h se împarte în n straturi elementare,

Tasarea totală se obține însumând tasările stratelor elementare :

$$s = \sum_{i=1}^n \sigma_{zi} \frac{h_i}{M_i} \quad (6.30)$$

O metodă foarte simplă și suficient de exactă pentru evaluarea tasărilor este aceea care utilizează direct curba de compresiune-deformație.

Din diagrama compresiune-deformație se determină pentru fiecare strat h_i tasarea specifică ε_i corespunzătoare intervalului de presiune $\sigma_{gi} - (\sigma_{gi} + \sigma_{zi})$, ca în figura 6.17.

Întrucât diagrama compresiune-deformație nu este liniară, deformarea specifică ε_i nu se calculează direct pentru valoarea σ_{zi} , ci pentru sporul de presiune peste sarcina geologică, adică pentru $(\sigma_{gi} + \sigma_{zi}) - \sigma_{gi}$, așa cum rezultă și din figura 6.17.

Tasarea totală va fi :

$$s = \Delta h = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i h_i \quad (6.31)$$

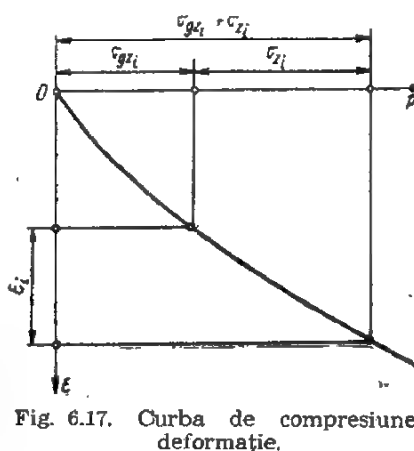


Fig. 6.17. Curba de compresiune-deformație.

6.3.4. CALCULUL TASĂRII CU METODA STAS 3300-71

STAS 3300-71 folosește metoda însumării atunci când terenul este format din unul sau mai multe strate de pământ.

Adâncimea zonei active se poate determina cu relația (6.27) sau în mod aproximativ cu ajutorul abacelor, în funcție de presiunea p , raportul laturilor fundației și lățimea ei.

Conform acestui normativ se poate calcula tasarea probabilă a fundațiilor izolate sau continue, cu relația :

$$s = pb \sum \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} (1 - \nu_i^2), \quad (6.32)$$

în care :

p este presiunea medie pe talpa fundației calculată cu relația (6.15), în daN/cm^2 ;

b — lățimea fundației, în cm ;

K_i și K_{i-1} — coeficienți determinați în funcție de $n = \frac{a}{b}$ și $m = \frac{2z_i}{b}$ stabiliți pentru nivelul inferior respectiv superior al stratului i (tabela 7, STAS 3300-71);

E_i și ν_i — modulul de deformare liniară, respectiv coeficientul lui Poisson determinați pentru mijlocul stratului i .

Modulul de deformare liniară E_i se determină în urma încercărilor efectuate pe teren prin încercări de suprafață sau în gaură de foraj.

Coeficientul lui Poisson ν se poate aprecia în toate cazurile practice conform tabelui 6 (STAS 3300-71).

În cazul în care se dispune de modulul de deformare liniară edometric M_i , în formula (6.32) se introduce valoarea E_i calculată cu relația:

$$E_i = M_i M_{oi} \quad (6.33)$$

în care M_{oi} este un coeficient pentru trecerea de la modulul determinat în laborator M_i și cel determinat pe teren E_i pentru stratul i .

6.3.5. URMĂRIREA TASĂRII CONSTRUCȚIILOR

Urmărirea tasării construcțiilor se face atât în timpul execuției cât și a exploatării lor. STAS 2745/69 precizează cazurile în care este obligatoriu să se urmărească tasările, modul de amplasare a reperelor fixe și reperele mobile (mărcile) și felul în care se desfășoară operațiile de urmărire a tasărilor.

Urmărirea mișcării construcțiilor se impune în următoarele cazuri:

— Când studiul geotehnic arată că în raport cu importanța construcției și natura terenului de fundare urmărirea este necesară. Terenurile de fundare care impun această urmărire sînt alcătuite în general din pămînturi coezive cu compresibilitate mare, pămînturi sensibile la umezire, umpluturi, roci stîlcoase puternic degradate sau supuse acțiunii de dizolvare.

— Când se prevede că în apropierea construcției pot să acționeze sarcini importante date de supraîncărcări (terasamente, materiale depozitate, construcții înalte) sau surse de trepidatii care ar acționa permanent.

— Dacă în timpul execuției sau exploatării apar în elementele construcției crăpături, fisuri sau mișcări care pot fi atribuite deformății terenului de fundare.

Prin observarea tasărilor se urmărește verificarea comportării în timp a construcțiilor în raport cu ipotezele adoptate în proiect, stabilirea influenței construcțiilor noi asupra construcțiilor vecine, sesizarea anomaliilor din punct de vedere al terenului de fundare în vederea luării unor măsuri de remediere menite să asigure stabilitatea construcției (dacă este cazul), obținerea unor date experimentale utilizabile la perfecționarea metodelor de calcul a deformățiilor terenului de fundare.

La urmărirea tasărilor în timpul execuției măsurătorile încep imediat ce este posibilă așezarea mărcilor pe elementele construcției. Măsurăto-

rile se programează astfel încît ele să coincidă pe cît posibil cu terminarea unei etape de lucru (terminarea parterului, a fiecărui etaj, terminarea glisării etc.).

În cazul unor întreruperi de durată mare se efectuează măsurători la începutul și sfîrșitul întreruperii.

La urmărirea tasărilor în timpul exploatării măsurătorile se vor efectua în timpul încărcării construcției și la intervale astfel alese încît să se poată stabili modul de desfășurare a tasărilor în timp.

Intervalele de timp prevăzute pot fi modificate în cazurile în care intervin anumite acțiuni externe de natură să influențeze mișcările construcției, cum ar fi variația nivelului apelor subterane, aplicarea unor încărcări, vibrații, exploatare cu explozivi sau cînd apar fisuri sau crăpături în construcție care pot fi atribuite deformății terenului de fundare.

Stabilirea mișcării construcției se face prin nivelmentul de precizie al unor repere mobile fixate pe construcție și care se deplasează odată cu aceasta, față de repere fixe situate în afara construcției.

Amplasarea reperelor fixe se face în locurile ferite de circulație, astfel încît de la un reper să se poată viza cît mai multe repere mobile (mărci).

Se recomandă ca reperele fixe să fie construite în cămine vizitabile, iar cota capului reperului să fie cu minimum 0,50 m sub cota prevăzută în sistematizarea verticală.

Mărcile se fixează în așa fel încît să poată fi conservate și păstrate, să fie accesibile măsurătorilor, atât în timpul execuției cât și al exploatării construcției.

Instalarea reperelor și mărcilor se face de către constructor la timpul și în locul fixat de proiect.

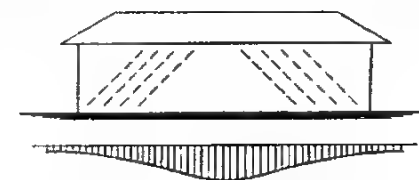
Pentru urmărirea evoluției fisurilor și crăpăturilor se folosesc mărci de metal sau sticlă sub forma unor plăcuțe marcate, fixate pe cele 2 laturi ale fisurii.

6.3.6. EXEMPLE DE TASĂRI

a) Clădirile lungi au tasări mai mari la mijlocul lor atunci cînd sub ele se găsește un strat tasabil de aceeași grosime (fig. 6.18). Presiunile mari se concentrează spre mijlocul construcției provocînd deformății mai mari în acest sector.

b) Construcțiile așezate una lîngă alta se influențează reciproc în privința tasărilor. Două clădiri învecinate construite în același timp au ten-

Fig. 6.18. Tasarea unei clădiri de lungime mare.



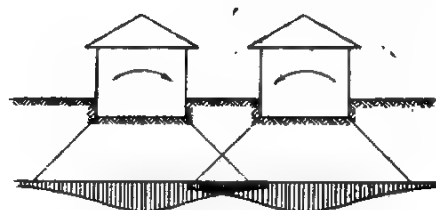


Fig. 6.19. Tasări la clădiri vecine construite în același timp.

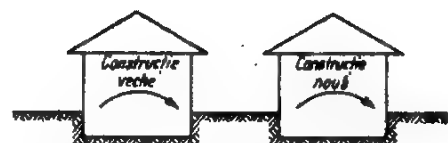


Fig. 6.20. Tasări la clădiri vecine construite cu o decalare de timp.

dința de a se înclina una spre alta din cauza tasării. Prin suprapunerea diagramelor de presiune, în porțiunea dintre clădiri apar presiuni mai mari ca în părțile exterioare, ceea ce provoacă tasări mai mari. Clădirile se vor înclina conform figurii 6.19.

c) Dacă lângă o clădire existentă se construiește în apropiere o altă clădire, ambele clădiri au tendința de a se înclina în același sens (fig. 6.20). Clădirea veche are tendința de a se înclina spre cea nouă deoarece presiunile în regiunea dintre cele două clădiri sporesc. Clădirea nouă se va înclina spre exterior, datorită faptului că în această parte terenul de fundație nu a fost supus consolidării, lucru ce s-a produs în jurul construcției vechi.

d) După direcția fisurilor se poate deduce modul cum s-a produs tasarea. Dacă fisurile au aceeași înclinare pe suprafața peretelui, clădirea are tasări mai mari sub acea parte a clădirii spre care urcă fisurile (fig. 6.21). Acest mod de tasare arată o neuniformitate a terenului de fundație de sub clădire.

La o clădire care se tasează mai mult la mijlocul ei, fisurile urcă de la marginile clădirii spre mijlocul ei (fig. 6.18). Dacă fisurile au orientări diferite pe toată suprafața peretelui se deduce că acestea s-au produs din cauza acțiunii unor forțe orizontale. Asemenea forțe orizontale pot apărea cu ocazia cutremurelor dar pot apărea și din cauza pământurilor cu un coeficient mai mare de contracție, cum sînt de exemplu mlurile, argilele neconsolidate etc. (fig. 6.22).

În general, la clădiri fisurile apar în părțile pereților din dreptul ferestrelor și ușilor unde secțiunea este mai slabă.

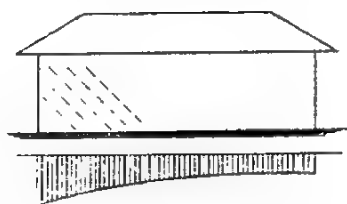


Fig. 6.21. Tasări în colțul clădirii.

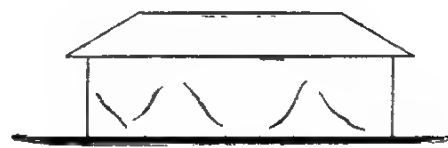


Fig. 6.22. Fisurarea unei clădiri solicitată la forțe orizontale.

7. CAPACITATEA PORTANTĂ A TERENULUI DE FUNDATIE

Capacitatea portantă a terenului, cunoscută și sub denumirea de presiune admisă pe teren, reprezintă presiunea maximă pe care o poate prelua terenul sub talpa fundației, astfel ca deformările stratelor de sub fundație să nu ajungă la valori care ar putea periclita stabilitatea construcției.

Din definirea acesteia, rezultă că presiunea admisă depinde atât de natura terenului, cât și de structura statică a construcției. Presiunea admisă mai depinde și de mărimea și forma în plan a fundației.

Stabilirea capacității portante a terenului este necesară pentru dimensionarea fundațiilor, pentru alegerea tipului de fundare în condiții optime de stabilitate și de economicitate.

De aceea, stabilirea ei cu cât mai mare exactitate, reprezintă una dintre problemele esențiale ale mecanicii pământurilor.

Metodele folosite pentru stabilirea presiunii admise sînt împărțite în general în două mari categorii :

- metode experimentale ;
- metode de calcul bazate pe cunoașterea caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor și care țin seama de forma și dimensiunile fundațiilor.

7.1. METODE EXPERIMENTALE

7.1.1. METODA OBSERVAȚIILOR

Pentru aprecierea presiunii admise se fac observații asupra modului de comportare a unor construcții, învecinate amplasamentului, pentru care urmează să se proiecteze o nouă construcție.

Apreciind modul de comportare a construcțiilor existente, ținînd seama de dimensiunile fundațiilor acestora și de încărcările la care sînt supuse, se poate calcula presiunea efectivă pe teren.

Dacă construcția s-a comportat bine, adică n-au apărut fisuri, presiunea efectivă poate fi luată drept capacitate portantă a terenului de fundație.

Desigur că, valoarea acesteia este în genere acoperitoare însă nu și economicoasă, deoarece s-ar putea să existe rezerve mult prea mari, adică construcția să se comporte tot așa de bine chiar la presiuni efective mai mari.

În cazul în care construcția vecină s-a tasat mult, ducând la apariția fisurilor, care să contribuie la slaba ei exploatare, presiunea admisă pentru noua construcție trebuie să fie luată mai mică decât presiunea efectivă de sub fundațiile existente.

Din cele arătate rezultă că aprecierile ce se fac pe bază de observații sînt destul de relative, însă pentru o primă informare pot fi folosite cu destulă încredere, ele prezentînd în afara informațiilor tehnice și avantaje economice, deoarece cheltuielile făcute pentru investigație și informare sînt în general reduse.

7.1.2. METODA ÎNCĂRCĂRILOR DE PROBA

Încărcările de probă se pot face atît pe fundații de formă și dimensiuni reale cît și pe plăci de încărcare.

Desigur că, încercările ce se fac pe fundații în scară 1 : 1 prezintă cea mai mare certitudine în ceea ce privește obținerea valorii presiunii admise. Datorită încărcărilor mari la care trebuie să supsose fundațiile, pentru a se ajunge la stabilirea presiunii admise, metoda este foarte costisitoare, recomandîndu-se numai în cazul unor lucrări de fundare speciale. Astfel dintre încercările efectuate direct pe fundații, de la noi din țară, se menționează încercările făcute în anii 1961/1962 pe șantierul marelui combinat siderurgic din Galați, fundat pe terenuri loessoide.

În ceea ce privește încărcările pe plăci, ele prezintă avantaje economice evidente, presiunile admise și indicii de compresibilitate obținuți cu acestea, fiind foarte des utilizați la proiectarea fundațiilor.

Încercările se fac direct pe șantier folosind placa fie așezată în groapa de fundație fie în gaura de foraj. În primul caz se utilizează plăci avînd suprafața de 0,50 m² sau mai mari, iar în cazul al doilea plăci de suprafață 0,06 m².

Obiectivele urmărite prin această încercare sînt următoarele :

- determinarea valorii modului de deformare liniară al pămînturilor E , în daN/cm² ;
- cunoașterea desfășurării tasării și aprecierea presiunii admise ;
- stabilirea sensibilității la înmuiere a pămînturilor, mai ales în cazul celor macroporice.

Încărcarea plăcilor se face fie prin lestare cu greutate, fie prin folosirea unor prese hidraulice cu compensator de presiune, pentru menținerea constantă a încărcării.

În figura 7.1. se prezintă un sistem de încărcare pe placă așezată în groapa de fundație.

Încercarea începe prin nivelarea suprafeței pe care urmează să se așeze placa. În gropile de fundație trebuie asigurată o suprafață liberă cel puțin de 3 ori mai mare decât suprafața plăcii de încărcare. Placa de încărcare se așază direct pe pămînt, sau pe un strat subțire de mortar de ipsos cu nisip, în cazul unui pămînt care nu se nivelează bine.

Încărcarea plăcii se face prin trepte de încărcare cu ajutorul presei hidraulice sau prin lestare, astfel încît să se realizeze pentru fiecare treaptă un spor de presiune de 0,25—0,50 daN/cm².

Deformațiile pămîntului se citesc din 10 în 10 minute în prima oră de la aplicarea treptei de încărcare, apoi din 15 în 15 minute, în a doua oră și din jumătate în jumătate de oră ulterior, pînă la aplicarea treptei următoare, care se aplică după stabilizarea tasărilor sub fiecare treaptă.

În funcție de problema urmărită, se consideră tasarea sub fiecare treaptă ca stabilizată, în următoarele condiții :

- pentru determinarea modului de deformare liniară, necesar calculului fundațiilor elastice ale construcțiilor civile și industriale, atunci cînd microcomparatorul nu mai indică un spor de tasare mai mare decît 0,1 mm, pentru un interval de timp de 2 ore ;
- pentru determinarea modului de deformare liniară, necesar calculului sistemelor rutiere, atunci cînd microcomparatorul nu mai înregistrează un spor de tasare mai mare de 0,1 mm într-un interval de timp de 10 minute.

Modulul de deformare liniară E se poate stabili cu ajutorul formulei (7.1), obținute pentru tasarea semispațiului s , sub o placă circulară rigidă :

$$E = \frac{P(1-\nu^2)}{sd} \quad (7.1)$$

unde :

- P este încărcarea plăcii ;
- d — diametrul plăcii ;

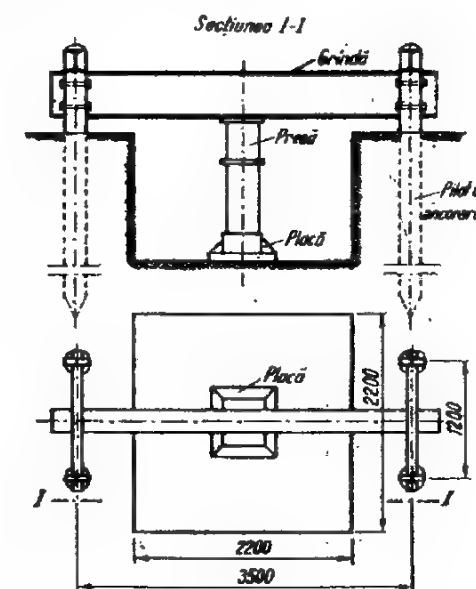


Fig. 7.1. Încercarea cu placa aplicată în groapa de fundație.

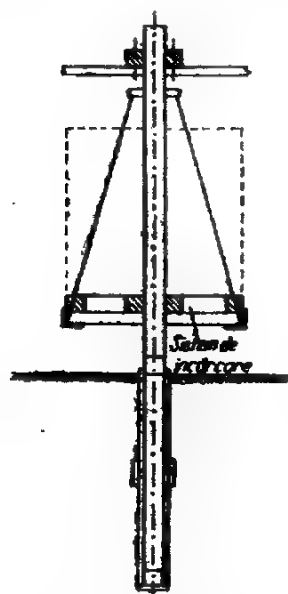


Fig. 7.2. Încercarea cu placa aplicată în gaura de foraj.

E este modulul de deformare liniară al terenului ;

ν — coeficientul lui Poisson.

Pentru stabilirea presiunii admise se face curba de presiune-deformație, din care, pentru o anumită deformare admisă rezultă presiunea care i-a dat naștere, presiune ce este declarată presiune admisă.

Intrucât valorile tasărilor depind de dimensiunile plăcii de încărcare, pe baza unor date empirice obținute prin compararea rezultatelor încărcării pe plăci cu dimensiuni diferite, s-au obținut relații în funcție de natura terenului între tasarea s_1 a plăcii de încărcare tip (cu latura b_0 de 0,3 m) și tasarea s a unei fundații de lățime b .

Pentru pământuri nisipoase :

$$s = s_1 \left(\frac{2b}{b+b_0} \right)^2, \quad (7.2)$$

iar pentru pământuri argiloase :

$$s = s_1 \frac{b}{b_0}. \quad (7.3)$$

Corecțiile menționate mai sus se aplică similar și pentru valorile presiunii admise.

Pentru aprecierea sensibilității la înmuiere a pământurilor macroporice, încercările de teren cu plăci se desfășoară în același mod ; după stabilirea tasării pământului cu umiditatea naturală s_2 , se produce inundarea masivului de pământ de sub placă, măsurându-se din nou tasarea stabilită s_3 . Coeficientul de sensibilitate la înmuiere se exprimă prin raportul $M = \frac{s_3}{s_2}$. Când $M_1 > 5$, iar $s_3 - s_2 > 3$ cm (pentru placa de 0,50 m² aplicată pe un strat de cel puțin 5 m grosime) se consideră că pământul este sensibil la înmuiere. Când se studiază sensibilitatea la înmuiere, plăcile trebuie să fie perforate, pentru a permite umezirea pământului.

Încercările pentru determinarea sensibilității la înmuiere se fac de obicei în foraje (fig. 7.2). Încercările se execută în același fel ca și în groapa de fundație, placa având un diametru de 277 mm. Metoda de calcul este similară cu cea arătată, dar rezultatelor li se aduce o corecție din cauza comprimării tijelor metalice care transmit încărcarea la placa din foraj.

7.2. METODE DE CALCUL

Metodele de calcul a capacității portante a terenului de fundație sînt numeroase, ele avînd la bază o serie de teorii și ipoteze privind repartizarea presiunilor în teren, aspecte referitoare la împingerea pămînturilor, etc. De obicei în proiectare sînt folosite relațiile de calcul date prin normativele fiecărei țări, acestea avînd la bază atît calcule teoretice cît mai ales valori experimentale verificate în practică, ceea ce face să aibă un caracter semiempiric. În cele ce urmează se vor prezenta cîteva dintre metodele frecvente folosite.

7.2.1. CALCULUL PRESIUNII ADMISIBILE CU AJUTORUL PRESCRIPTIILOR ROMÂNEȘTI

STAS 3503-52 dă criteriile de alegere a presiunilor admisibile pe teren sub talpa fundațiilor, în funcție de natura și starea fizică a terenului de fundație, de dimensiunile în plan ale fundației și de adîncimea de fundare, folosindu-se în cazul structurilor calculate după rezistențele admise.

După acest normativ, presiunile admisibile sînt date pentru diferite categorii de pămînturi, pentru lățimi de fundații cuprinse între 0,6—1,0 m și pentru adîncimea de fundare $D=2,0$ m (tab. 7.1) în diferite ipoteze de încărcări (încărcări fundamentale, fundamentale plus accidentale și fundamentale, accidentale plus extraordinare).

Valorilor cuprinse în acest normativ li se aduc corecții în funcție de lățimea fundației și adîncimea de fundare.

Pentru lățimi ale fundațiilor $B \geq 5,0$ m presiunea admisibilă se ia egală cu valorile din tabela (STAS 3503-52) majorate cu :

50% pentru bolovănișuri, pietrișuri și pămînturi nisipoase cu excepția nisipurilor fine prăfoase ;

20% pentru nisipuri fine prăfoase și pămînturi argiloase.

În cazul fundațiilor cu lățimi intermediare : $1 < B < 5,0$ m, se interpolează liniar între valoarea din tabele (corespunzătoare lui $B=1$ m) și cea calculată (pentru lățimea $B=5,0$ m).

Pentru adîncimea de fundare $D < 2,0$ m se interpolează liniar între presiunea admisibilă (corectată în funcție de lățime) corespunzătoare adîncimii $D=2,0$ m și valoarea corespunzătoare adîncimii $D=0$. Pentru $D=0$, valoarea presiunii admisibile se va lua 50% din presiunea admisibilă (corectată în funcție de B) corespunzătoare adîncimii $D=2,0$ m.

Tabela 7.1

Valorile presiunilor admisibile [daN/cm²], conform STAS 3503-52.

Nr. crt.	Denumirea materialului din terenul de fundație	Sarcini definite conform STAS 503-49			Observații
		Sarcini fundamentale	Sarcini fundamentale+accidentale	Sarcini fundamentale+accidentale+extraordinare	
0	1	2	3	4	5

I. Roca stîncoasă

1	Stîncă în formă de masiv compact fără crăpături sau goluri	1/7 din rezistența roci la compresiune în stare saturată	1/6 din rezistența la compresiune în stare saturată	1/5 din rezistența la compresiune în stare saturată	Presiunea admisibilă în cazul fundării pe roca stîncoasă nu variază cu adîncimea de fundare și dimensiunile în plan ale fundațiilor
2	Stîncă crăpată constînd din blocuri nelegate, asemenea unei zidării uscate	între 15 ... 6 în funcție de rezistența roci la compresiune și de dimensiunile fragmentelor	între 18 ... 7 în funcție de rezistența la compresiune și dimensiunile fragmentelor	între 21 ... 9 în funcție de rezistența roci la compresiune și dimensiunile fragmentelor	

II. Roca marnoasă, argiloasă și nisipoasă consolidate

3	Marne, marne argiloase și argile marnoase compacte, tari	7,5 ... 2,5	9,0 ... 3,0	10,0 ... 3,5	Presiunea admisibilă pe marne, argile marnoase, argile sîstificate și nisipuri cimentate se va stabili între limitele prescrise în funcție de rezistența la compresiunea materialului. Valoarea presiunilor admisibile nu variază cu adîncimea de fundare și dimensiunile fundațiilor
4	Argile sîstificate, argile sîstoase și sîsturi, argile cu silice și nisipuri cimentate	6,0 ... 4,0	7,0 ... 5,0	8,5 ... 5,5	

Tabela 7.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5
---	---	---	---	---	---

III. Bolovănișuri, pietrișuri

5	Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisipuri și pietriș	6,0	7,0	8,5	Presiunile admisibile pentru bolovănișuri și pietrișuri cu interspațiile umplute cu pămînturi argiloase se aleg în funcție de starea de consistență a umpluturii
6	Blocuri cu interspațiile umplute cu pămînturi argiloase	4 ... 2,5	5,0 ... 3,0	5,5 ... 3,5	
7	Pietrișuri curate	5,0	6,0	7,0	
8	Pietrișuri cu nisip	4,0	5,0	6,0	
9	Pietrișuri cu nisip argilos	3 ... 2,0	4,0 ... 3,0	5,0 ... 4,0	

IV. Pămînturi nisipoase

Nr. crt.	Denumirea materialului din terenul de fundație	Compacte	Cu îndesare mijlocie	Compacte	Cu îndesare mijlocie	Compacte	Cu îndesare mijlocie	Observații
10	Nisip mare	4,5	3,5	5,5	4,0	6,5	5,0	Pentru umpluturile de nisip pilonat sau vibrat umed, în strate de 0,15 ... 0,20 cm, se vor lua valorile corespunzătoare coloanei cu îndesare mijlocie. În cazul fundării pe nisipuri fine prăfoase, în apă, se va specifica pe planul săpăturilor pentru fundații măsurile luate pentru a împiedica antrenarea materialului prin epuismențe.
11	Nisip mijlociu	3,5	2,5	4,0	3,0	5,0	4,0	
12	Nisip fin	umed, foarte umed și saturat	3,0	2,0	3,5	2,5	4,5	
			2,5	1,5	3,0	1,8	3,5	
13	Nisip fin și prăfos	uscă, umed, foarte umed și saturat	2,5	2,0	3,0	2,5	4,0	
			2,0	1,5	2,5	2,0	3,0	
			1,5	1,0	1,8	1,2	2,0	

Tabela 7.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5		
V. Pământuri argiloase							
		$I_c=1$	$I_c=0$	$I_c=1$	$I_c=0$	$I_c=1$	$I_c=0$
14	Nisipuri argiloase sau praf argilos $n=33\%$ $n=41\%$	3,0 2,5	2,5 1,5	3,5 3,0	3,0 1,8	4,0 3,3	3,0 2,0
15	Argilă nisipoasă sau argilă prăfoasă: $n=33\%$ $n=41\%$ $n=50\%$	3,0 2,5 2,0	2,5 1,8 1,0	3,5 3,0 2,5	3,0 2,0 1,2	4,0 3,3 3,0	3,3 2,2 1,3
16	Argile: $n=37\%$ $n=44\%$ $n=52\%$	5,0 3,0 2,5	3,0 2,0 1,0	6,0 3,5 3,0	3,5 2,5 1,1	7,0 4,0 3,3	4,0 2,8 1,3

Presiunea admisibilă pe pământurile argiloase se obține prin interpolare în funcție de valoarea indicelui de consistență (I_c) și apoi prin interpolare în raport cu porozitatea pământului (n)

Pentru pământurile argiloase tari ($I_c=1$) presiunea admisibilă se va alege după cum urmează :

a) pentru nisipuri argiloase sau prafuri argiloase valorile corespunzătoare lui $I_c=1$;

b) pentru argile nisipoase și argile din coloana $I_c=1$ majorate cu 20% .

Presiunea admisibilă pe pământurile argiloase se obține prin interpolare în funcție de valoarea indicelui de consistență (I_c) și apoi prin interpolare în raport cu porozitatea pământului (n). Pentru pământurile argiloase tari ($I_c=1$) presiunea admisibilă se va alege după cum urmează:
a) pentru nisipuri argiloase sau prafuri argiloase valorile corespunzătoare lui $I_c=1$;
b) pentru argile nisipoase și argile din coloana $I_c=1$ majorate cu 20%.

Pentru adâncimea $D > 2,0$ m, presiunea admisibilă p_a se calculează cu formula:

$$p_a = p_{a_0} + \frac{1}{100} K \gamma_a (D - 2), \quad (7.4)$$

unde: p_{a_0} este presiunea admisibilă corespunzătoare lățimii B la adâncimea de fundare $D = 2,0$ m, în daN/cm^2 ;

K — un coeficient a cărui valoare este în funcție de natura terenului de fundare de sub 2,0 m adâncime, după cum urmează:

- bolovănișuri, pietrișuri și pământuri nisipoase cu excepția nisipurilor fine prăfoase ... $K=2,5$;
- nisipuri fine prăfoase și pământuri argiloase cu excepția argilelor ... $K=2,0$;
- argile ... $K=1,0$;

γ_a — greutatea specifică aparentă a straturilor de teren de deasupra tălpii fundației, în kN/m^3 ;

D — adâncimea de fundare, în m.

Pentru fundațiile încărcate excentric cu sarcini fundamentale, presiunile admisibile se vor lua din coloana sarcinilor fundamentale + accidentale, iar pentru suprapunerea sarcinilor accidentale peste cele fundamentale, se vor lua valorile din coloana sarcinii fundamentale + accidentale + extraordinare.

În STAS 8316-69 sînt date principiile fundamentale de calcul a terenului de fundare, care se efectuează în două moduri:

- la starea limită de deformare;
- la starea limită de capacitate portantă.

Starea limită de deformare corespunde situației în care deformările terenului de fundare conduc la deplasări și deformări ale construcțiilor incompatibile cu structura de rezistență sau cu condițiile de exploatare ale acestora.

Starea limită de capacitate portantă corespunde extinderii zonelor de rupere astfel, încît se produce pierderea stabilității terenului.

Alegerea unui mod de calcul sau a celui alt se face în funcție de natura terenului de fundare și a sarcinilor transmise de construcție.

Pentru stabilirea preliminară a dimensiunilor în plan a fundațiilor, precum și pentru anumite construcții și terenuri de fundare precizate de STAS 8316-69, calculul se poate face folosind presiunile normate.

În tabela 7.2 sînt prezentate valorile presiunilor normate (conform STAS 8316-69) pentru diferite terenuri de fundare, ele fiind valabile pentru o lățime a fundației $B = 0,6 - 1,0$ m și o adâncime de fundare $D = 1,0 - 2,0$ m. Aceste valori, la fel ca și cele ale presiunilor admisibile, se corectează în funcție de lățimea fundației și adâncimea de fundare.

Tabela 7.2

Valorile presiunilor normate p^n , conform STAS 8316-69.

Denumirea terenului de fundare	[daN/cm ²] p^n
1	2
Roci stîlcoase	
1. Stîncă în formă de masiv compact fără crăpături sau goluri	1,6 σ_{res}^*
2. Stîncă crăpată constînd din blocuri nelegate asemenea unei zidării uscate	7 ... 18
Roci semistîlcoase	
1. Marne, marne argiloase și argile marnoase compacte	3,0 ... 9,0
2. Argile șistificate, argile șistoase, șisturi și nisipuri cimentate	5,0 ... 7,0

* σ_{res} reprezintă rezistența de rupere la compresiune a rocii în stare saturată, determinată pe epruvete cubice, conform STAS 6202-60.

Tabela 7.2. (Continuare)

1	2		
Pământuri necoezive			
1. Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip și pietriș	7,0		
2. Blocuri cu interspațiile umplute cu pământuri argiloase	3,0 ... 5,0		
3. Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)	6,0		
4. Pietrișuri cu nisip	5,0		
5. Pietrișuri din fragmente de roci sedimentare	4,0		
6. Pietrișuri cu nisip argilos	3,0 ... 4,0		
	Îndesate	Îndesare medie	
7. Nisip mare, indiferent de umiditate	5,5	4,0	
8. Nisip mijlociu indiferent de umiditate	4,0	3,0	
9. Nisip fin			
— umed	3,5	2,5	
— foarte umed și saturat	3,0	1,8	
10. Nisip fin prăfos			
— uscat	3,0	2,5	
— umed	2,5	2,0	
— foarte umed și saturat	1,8	1,2	
	Indicele porilor e	Consistența	
		$I_e=0,5$	$I_e=1$
Pământuri coezive			
1. Nisip argilos sau praf argilos	0,5	3,25	3,5
	0,7	2,40	3,0
2. Argilă nisipoasă sau argilă prăfoasă	0,5	3,25	3,5
	0,7	2,50	3,0
	1,0	1,85	2,5
3. Argile	0,5	6,00	7,0
	0,6	4,75	6,0
	0,8	3,00	3,5
	1,1	2,00	3,0

7.2.2. METODA ZONELOR DE CURGERE LOCALĂ

Fără a se prezenta demonstrația relațiilor ce stau la baza acestor formule de calcul, se precizează aspectul că ele se bazează pe teoria semispațiului aplicată la repartizarea eforturilor unitare în teren. Prin particularizări ale relațiilor generale se ajunge la următoarele formule de calcul ale presiunii admisibile :

— formula lui Frölich-Puzirevski :

$$p_a = \frac{\pi \gamma_a \left(D + \frac{c}{\gamma_a} \operatorname{ctg} \Phi \right)}{\operatorname{ctg} \Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \gamma_a D; \quad (7.5)$$

— formula lui Maslov :

$$p_a = \frac{\pi \gamma_a \left(D + B \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma_a} \operatorname{ctg} \Phi \right)}{\operatorname{ctg} \Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \gamma_a D; \quad (7.6)$$

— formula admisă de normele sovietice :

$$p_a = \frac{\pi \gamma_a \left(D + \frac{B}{4} + \frac{c}{\gamma_a} \operatorname{ctg} \Phi \right)}{\operatorname{ctg} \Phi - \frac{\pi}{2} + \Phi} + \gamma_a D. \quad (7.7)$$

În relațiile de mai sus s-a notat cu B lățimea fundației, cu D adâncimea de fundare, cu γ_a greutatea specifică a pământului, iar cu Φ unghiul de frecare interioară.

Formula lui Maslov este mai economicoasă în comparație cu cea stabilită de Frölich-Puzirevski, însă nu se recomandă să se aplice în cazul în care fundațiile sînt prea apropiate una de cealaltă, adică atunci cînd există influențare reciprocă.

Formula lui Frölich-Puzirevski este mai puțin economicoasă deoarece dă valori mici ale presiunii admisibile, rezultînd în consecință dimensiuni mari pentru fundații.

Se pare că relația (7.7) poate fi folosită cu succes pentru orice fel de fundații, obținîndu-se valori bune pentru proiectare.

7.2.3. METODA RANKINE

Această metodă cunoscută ca făcînd parte din metodele de calcul la echilibru limită, admite suprafețe de alunecare plane și neglijează greutatea prismelor de pământ de sub fundație. Făcînd aceste ipoteze se obțin relațiile de calcul ale presiunii critice :

— pentru pământuri necoezive :

$$p_{cr} = \gamma_a D K_p^2; \quad (7.8)$$

— pentru pământuri coezive :

$$p_{cr} = \gamma_a D K_p^2 + 2c\sqrt{K_p}(1 + K_p), \quad (7.9)$$

unde $K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$ și reprezintă coeficientul rezistenței pasive a pământului, a cărui semnificație se va explica mai detaliat în capitolul 9.

Presiunea admisibilă se obține pentru împărțirea presiunii critice cu un coeficient de siguranță care de regulă se ia egal cu 2 :

$$p_a = \frac{p_{cr}}{2}. \quad (7.10)$$

Determinarea presiunii admisibile a unui teren de fundare se face de regulă prin mai multe metode de calcul, iar pentru valoarea folosită la dimensionarea fundațiilor se poate adopta o medie a rezultatelor, indicându-se ca aceasta să nu fie mai mare decât cea calculată conform STAS-urilor în vigoare.

8. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR DE FUNDATIE

În practică, construcțiile se disting prin condiții normale de fundare, atunci cînd terenul de fundație posedă proprietăți ce asigură soluții simple de fundare, de obicei de suprafață, fără tratarea specială a straturilor de pământ, și prin condiții grele de fundare, atunci cînd straturile de la suprafață implică fie fundarea în adîncime sau indirectă, fie îmbunătățirea pământurilor din aceste strate.

Îmbunătățirea proprietăților terenului de fundație se folosește la construcțiile noi și la construcțiile vechi, la care apar semne de degradare cauzate de comportarea nesatisfăcătoare a terenului de fundație sau de sporirea sarcinilor datorită supraetajărilor sau a schimbării destinației construcțiilor etc.

Un caz special îl constituie construcțiile rutiere, aeroporturi etc., la care pământul poate fi supus unor transformări radicale, care îl fac capabil de a suporta prin intermediul unor straturi de uzură subțiri sarcinile transmise de vehiculele de transport fără a mai fi nevoie de straturi de piatră, metodă clasică.

Aceste metode de îmbunătățire sînt cunoscute în tehnică sub numele de metode de stabilizare.

Scopul urmărit prin îmbunătățirea pământurilor se orientează în două direcții principale : o primă direcție duce la mărirea stabilității pământurilor, la reducerea porozității, respectiv la creșterea gradului de îndesare, deci la o creștere a rezistențelor mecanice ; pe de altă parte se urmărește micșorarea permeabilității pământului spre a reduce la minimum infiltrațiile de apă, pentru a împiedica fenomenele de afuere sub acțiunea curenților de apă sau modificarea unor caracteristici fizico-mecanice.

Stabilirea celei mai bune metode de îmbunătățire impune cunoașterea particularităților construcției și a terenului de fundație.

Îmbunătățirea terenurilor se poate efectua în așezarea lui naturală în strat prin metode mecanice, metode de injectare cu substanțe cu rol de liant, metode chimice, metode termice, metode electrice și prin înlocuirea stratului de fundare, înlocuire ce poate fi totală sau parțială.

8.1. IMBUNĂTĂȚIREA PROPRIETĂȚILOR TERENURILOR DE FUNDATIE PE CALE MECANICĂ

O caracteristică principală a pământurilor este sensibilitatea proprietăților mecanice la variația porozității și umidității lor. Reducerea porozității și a umidității pământurilor determină creșterea modului de deformare liniară și a parametrilor rezistenței la forfecare, ceea ce permite fundarea în condiții economice. La pământurile nisipoase, esențială este reducerea porozității, în timp ce la pământurile argiloase deosebit de importantă este reducerea umidității.

Paralel cu îmbunătățirea indicilor menționați se obține reducerea permeabilității, reducerea sensibilității la umezire a pământurilor macroporice etc.

Îmbunătățirea calităților pământurilor pe cale mecanică se face prin compactări de suprafață, descrise în cadrul capitoului 10, și prin compactări de adâncime utilizate în cazul unor straturi de grosime mare și de slabă calitate.

Compactările de adâncime se caracterizează prin faptul că îndesarea se obține prin executarea unor găuri verticale dispuse în rețea, pe o adâncime variabilă, prin introducerea forțată a unor tuburi cu diametrul de 30—40 cm, care obligă pământul să refuleze lateral; în același timp, prin umplerea găurilor, pământul de slabă calitate este înlocuit parțial cu pământ cu grad de îndesare ridicat. Umplerea găurilor se execută după ce tubul a ajuns la cotă cu pământ de aport, de jos în sus, treptat până la suprafață și cu îndesarea concomitentă a acestuia.

După principiul descris mai sus se execută piloții de nisip. Pe măsură ce se scot tuburile spațiul rămas liber se umple cu nisip sau pietriș îndesat.

Cota platformei pe care se execută îmbunătățirea cu piloții de nisip trebuie să fie cu un metru (sau 3 diametre de pilot) mai sus față de cota de fundare întrucât stratul de la suprafață nu se compactează suficient în timpul executării piloților, deoarece există posibilitatea de refulare în sus a pământului.

La introducerea tuburilor se produce refularea laterală și îndesarea pământului din jur; cu ocazia umplerii și baterii nisipului în găuri se obține îndesarea suplimentară a pământului. Piloții de nisip lucrează ca niște drenuri verticale producându-se filtrarea apei în direcție radială și în sus prin corpul pilotului.

În practică se folosesc două variante de introducere a tuburilor metalice: prin batere cu ajutorul sonetei sau prin vibrație.

În cazul baterii se întrebuințează tuburi de inventar cu vîrf pierdut și diametru ceva mai mare decât cel al tubului, pentru ușurarea introducerii și scoaterii acestuia din urmă.

După atingerea adâncimii prescrise se introduce în tub nisip, care se compactează cu un mai concomitent cu scoaterea tubului. Manevrarea tu-

bului se face astfel încît în permanență să fie în el un strat de nisip de minimum 1—1,25 m.

În cazul vibrării se folosește un tub care la partea inferioară are un dispozitiv cu clape care este închis în timpul coborîrii și care se deschide apoi pentru a permite ieșirea nisipului din tub (fig. 8.1).

Prin vibrație, tubul se înfige în teren pînă la adîncimea necesară. Se umple apoi cu amestec de nisip-pietriș, cu o compoziție granulometrică care permite o îndesare maximă; se continuă vibrația și după 60—90 s se începe scoaterea tubului, care se vibrează în continuare. Vibrația în afară că reduce efortul de scoatere a tubului, produce și o îndesare pronunțată a amestecului de nisip-pietriș.

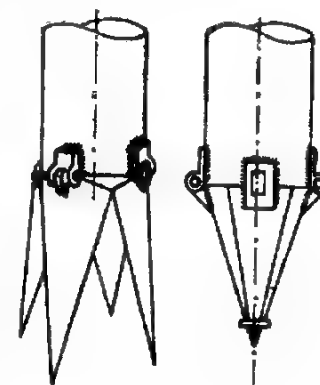


Fig. 8.1. Dispozitiv cu clape.

Aplicarea piloților de nisip a fost dezvoltată considerabil prin folosirea metodei vibrațiilor, deoarece s-a observat că terenurile îmbunătățite prin piloți de nisip executați cu metoda vibrării au o capacitate portantă mai ridicată decât cele la care pentru introducerea tuburilor s-a folosit baterea.

Piloții de pământ sînt piloți executați în pământuri nesaturate, cel mai adesea pentru reducerea sau anihilarea sensibilității la umezire a pământurilor macroporice loessoide.

Deoarece în astfel de pământuri pereții rămîn stabili în urma refulării laterale a pământului, executarea găurilor se face fără coloană tubulară.

Pământurile macroporice dau în contact cu apa tasări mari din cauza distrugerii scheletului macroporic, fapt care duce la reducerea volumului golurilor deci la îndesare.

La executarea piloților de pământ se poate realiza o astfel de compactare prin folosirea în prealabil a forajelor pentru umezirea pământului și numai după aceea se trece la executarea propriu-zisă a piloților.

În punctele unde urmează să se execute piloții de pământ, se forează găuri de diametru redus (cca. 7,5 cm) și se umple cu material drenant, prin care se face umezirea terenului. Se așteaptă un timp (cîteva zile) ca apa să pătrundă în terenul înconjurător apoi se reforează găurile prin materialul drenant, se introduce exploziv; cu ajutorul acestor explozii se mărește diametrul forajelor. Găurile se umplu cu pământ local, umezit la umiditatea optimă de compactare, în porții de 100—120 kg, care se compactează bine.

Efectul de îndesare și distrugere a structurii macroporice se resimte pe o rază de 40—50 cm din axul găurii, motiv pentru care distanța dintre piloți este mică (cca. 1,0 m).

8.2. ÎMBUNĂȚIREA TERENURILOR PRIN INJECTARE CU LIANȚI SAU SUBSTANȚE CHIMICE

Principiul îmbunătățirii terenurilor de fundație prin injectări constă în a introduce în teren sub presiune un liant sau o substanță chimică, care să lege fragmentele solide ale terenului. În acest fel se realizează o sporire a capacității portante și stabilității terenului respectiv, precum și o scădere a permeabilității.

Posibilitatea de pătrundere a substanței injectate este determinată de proprietățile substanței și de permeabilitatea pământului.

În general, folosind presiuni ridicate pînă la 10 atm. se pot îmbunătăți prin injectare pămînturi cu coeficienți de filtrare mai mari de 0,1 m/zi.

Cimentarea este o metodă des întrebuințată pentru mărirea capacității portante a terenului, precum și pentru micșorarea permeabilității. Metoda constă în injectarea sub presiune în pămînt a unei suspensii de ciment cu un grad de diluare din ce în ce mai scăzut îndepărtînd apa din pori care se umplu cu piatră de ciment.

Cimentarea se folosește pentru consolidarea terenurilor nisipoase, la roci tari pătrunse de fisuri pentru prevenirea circulației apei prin acestea și pentru cimentarea rocilor dezagregate.

Metoda cimentării se aplică îndeosebi la executarea unor ecrane impermeabile la construcții hidrotehnice în vederea împiedicării infiltrațiilor sub baraje și prin versanții bazinului și a reducerii subpresiunii pe talpa barajului.

Domeniul de aplicare a cimentării este limitat de mărimea porilor sau a fisurilor din rocă, în raport cu diametrul particulelor de ciment, de viteza curentului subteran de apă, care ar putea împiedica procesul de întărire a cimentului precum și de agresivitatea apei față de ciment.

Pentru ca injectarea cu ciment să reușească este necesar ca mărimea granulelor cimentului și aceea a particulelor de teren să îndeplinească următoarea condiție :

$$d_{90\% \text{ ciment}} \leq \frac{1}{5} d_{10\% \text{ teren}} ;$$

această relație arată că, pentru ca cimentarea să aibă un efect bun, majoritatea granulelor de ciment trebuie să aibă diametrul cel mult egal cu dimensiunile canalelor din teren, al căror diametru este evaluat la a cincea parte a diametrului granulei $d_{10\%}$.

Pentru efectuarea injectărilor cu ciment este nevoie de următoarele utilaje : utilajul de forat, injectorul de suspensie, instalația de preparare a liantului, stația de pompare a suspensiei și un compresor.

Introducerea suspensiei de ciment în teren se face prin tuburi prevăzute cu orificii la partea inferioară. Tuburile se introduc în teren prin forare sau baterie ; diametrul tuburilor este de 38—65 mm, putînd merge pînă la 80—100 mm. Suspensia de ciment în timpul injectării are un grad de

diluare variabil. Se începe cu o proporție 1 : 10—1 : 8 (ciment : apă, în unități de greutate) și treptat se mărește pînă la 1 : 0,8 ; o proporție mai mare dă o suspensie prea viscoasă, care se pompează greu.

Presiunea de injectare depinde de rezistența pe care o opun stratele superioare presiunii suspensiei injectate. Presiunea poate fi sporită cu adîncimea la care se execută injectarea. Mărimea presiunii pentru cazurile curențe este de 2—5 atm ; pentru lucrări importante este bine să se stabilească prin încercări pe teren.

Metodele de lucru întrebuințate la cimentare sînt :

- injectarea ascendentă ;
- injectarea descendentă ;
- injectarea totală.

La metoda ascendentă (fig. 8.2) se execută forajele pentru injectare pînă la adîncimea stabilită în proiect. Injectarea se face pe zone, începînd de jos. Printr-un dispozitiv special de obturare se izolează în gaura de foraj zona care urmează a fi injectată. Această metodă permite o folosire rațională a utilajului și o înaintare mai rapidă a lucrărilor de cimentare, însă există pericolul, mai ales la zonele superioare, ca lichidul să nu se răspîndească orizontal, ci spre suprafața terenului, unde întîlnește o rezistență mai mică.

Metoda descendentă (fig. 8.3) împarte întreaga adîncime de injectare în mai multe zone. Fiecare zonă corespunde unei roci de o anumită permeabilitate, fără să întrecă lungimea de 5,0 m. Se începe cu forarea și injectarea primei zone.

După terminarea lucrărilor de injectare și de întărire a cimentului, se forează zona a doua, trecînd prin zona cimentată. După injectarea acestei zone se repetă procedeul, pînă ce se atinge cota din proiect. Avantajul

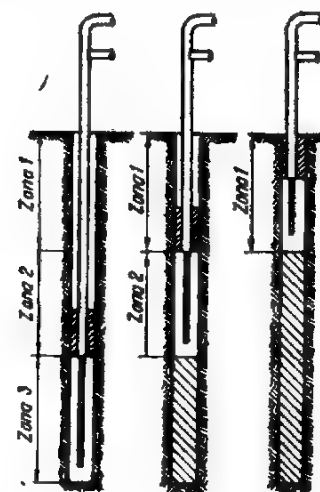


Fig. 8.2. Cimentarea ascendentă.

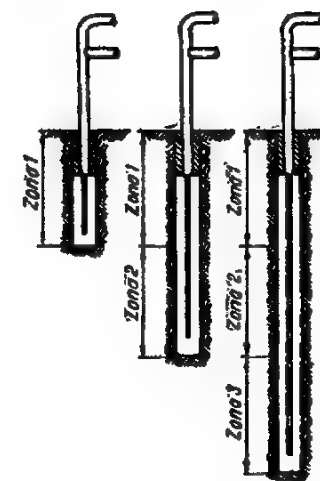


Fig. 8.3. Cimentarea descendentă.

principal al acestei metode constă în faptul că cimentarea fiecărei zone se execută după ce lucrările de cimentare din zonele superioare sînt terminate, putîndu-se astfel aplica presiuni mai mari decît la alte metode.

Metoda prezintă dezavantajul că se produc întreruperi dese în procesul de forare și injectare și se așteaptă întărirea cimentului din zona superioară.

La metoda de injectare totală, gaura de foraj este dusă pînă la adîncimea cerută și cimentată în întregime. Se întrebuițează numai pentru ecrane de adîncime redusă și unde roca are o fisurare mai puțin pronunțată.

Pentru injectare se folosesc pompe de ciment sau mortar. După forarea găurii de foraj și după spălarea îngrijită de toate impuritățile, care se adună prin procesul de forare, se instalează dispozitivele de injectare. Se începe cu injectarea apei în diferite zone pentru a verifica permeabilitatea rocii din fiecare zonă după care se trece la introducerea în foraj a suspensiei de ciment sub presiune, care crește treptat. O scădere bruscă a presiunii este un indiciu că terenul s-a rupt.

Pentru realizarea unor economii de ciment, în cazul fisurilor mari, la suspensie se poate adăuga nisip fin, praf de piatră sau argilă coloidală.

Pentru accelerarea prizei, lucru ce este indicat dacă viteza curenților de apă din teren este mare, se adaugă silicat de sodiu în proporție de 5% față de greutatea cimentului.

Silicatzarea se bazează pe legarea fragmentelor solide și umplerea totală sau parțială a porilor cu gel silicic obținut dintr-o soluție de silicat de sodiu (sticlă solubilă) și o sare (clorură de sodiu, sulfat de calciu). În funcție de procedeul prin care se realizează separarea bioxidului de siliciu adică a gelului din silicatul de sodiu după introducerea acestuia prin injectare, se deosebesc două procedee :

- silicatzarea cu două soluții ;
- silicatzarea cu o soluție.

Silicatzarea cu două soluții se aplică pentru consolidarea și impermeabilizarea nisipurilor fine cu coeficient de permeabilitate de 2—80 m/zi.

Sticlă solubilă se diluează cu apă în funcție de permeabilitatea pămîntului de injectat ; la pămînturi cu permeabilitate mai mică se folosesc soluții mai diluate. Ca o a doua soluție se folosește clorura de calciu. Injectarea se face prin tuburi cu diametrul 19—38 mm, perforate la partea inferioară cu o presiune maximă de 5 atm.

Soluția de sticlă solubilă se injectează în mod descendent pe toată grosimea stratului prevăzut pentru consolidare. După aceea, ascendent se injectează clorura de calciu, reacția dintre cele două soluții fiind instantanee se formează gelul silicic.

Cantitatea de soluție de clorură de calciu este egală cu cea de silicat de sodiu. Viteza de injectare trebuie să fie uniformă și astfel reglată, ca debitul pompelor să nu întrecă următoarele valori :

- pentru nisipuri cu permeabilitate mică, între 1—3 l/min ;
- pentru nisipuri cu o permeabilitate mai mare între 3—5 l/min.

Intervalul de timp care poate fi admis între injectarea celor două soluții depinde de viteza curentului apei subterane. Cînd apa subterană nu este în mișcare intervalul maxim se fixează la 24 ore ; pentru viteza de mișcare a curentului de 0,34 m/zi respectiv 2,5 m/zi intervalul se reduce la 6 ore respectiv 1 oră. Cînd viteza curentului întrece aceste valori, atunci injectarea trebuie făcută concomitent cu două injectoare introduse la distanța de 0,2 m, astfel ca soluția de silicat de sodiu să fie dusă de curentul de apă către soluția de clorură de calciu. De obicei se recomandă a se întrebuița agregate și aparate de injectare separat pentru fiecare din cele două soluții. Dacă se întrebuițează aceeași aparatură pentru cele două soluții, acest lucru se poate face numai după ce toate elementele sînt bine spălate.

Silicatzarea cu o soluție se execută în special în pămînturi loessoide întrucît ele conțin săruri de calciu în general sub forma sulfatului de calciu.

Mărimea coeficientului de filtrație a acestor pămînturi cu structura netulburată de 0,1—1,0 m/zi permite realizarea în condiții avantajoase a operațiilor de injectare.

Silicatzarea cu o soluție se aplică și în cazul nisipurilor fine cu permeabilitate mică, la care silicatzarea cu două soluții nu dă rezultate bune din cauza razei mici de acțiune.

În cazul acesta se recomandă silicatzarea cu injectarea unei singure soluții compusă tot din sticlă solubilă în care însă se adaugă, înainte de injectare, un reactiv acid care produce gelificarea, însă numai după un timp. De exemplu acidul fosforic amestecat cu sticlă solubilă produce gelificarea după 4—6 ore.

Argilizarea constă în astuparea golurilor din terenuri cu materialul separat dintr-o suspensie de argilă. Spre deosebire de cimentare în cazul argilizării nu se realizează decît o impermeabilizare, fără să se mărească capacitatea portantă.

Introducerea suspensiei în teren se face prin forarea unor găuri și umplerea acestora cu o pastă de argilă sau prin introducerea unei suspensii de argilă sub presiune (prin injectare).

Bituminizarea se folosește pentru a crea ecrane impermeabile în teren. Bitumul aderă la particulele solide ale terenului, umple golurile, coagulează și prin acesta, reduce total permeabilitatea. Bitumul nu este sensibil față de apele agresive și mărimea particulelor coloidale ale bitumului fiind mică, se pot impermeabiliza și pămînturi compuse din particule fine.

Bituminizarea se execută după două metode :

- cu bitum cald ;
- cu emulsie de bitum rece.

La prima metodă bitumul se încălzește la 180 °C și se injectează prin tuburi cu diametrul de 75—100 mm, aplicînd o presiune de 25—30 atm. Pentru menținerea temperaturii ridicate a bitumului injectat se întrebuițează dispozitive electrice de încălzire a găurilor de foraj.

Pentru executarea bituminizării se forează cu metodele obișnuite puțuri verticale cu diametrul de 75—100 mm. După terminarea forării, a probeilor de permeabilitate și a spălării găurii de foraj se introduce tubul de injectare cu diametrul interior de 38 mm care este prevăzut cu găuri de 14—18 mm în partea mijlocie. La partea superioară se execută în jurul conductei de injectare un dop de ciment pentru a împiedica ieșirea bitumului la suprafață.

Bitumul încălzit trece prin porii terenului, dislocuind apa. În contact cu particulele reci, bitumul se întărește formînd o peliculă în jurul lor. Se formează o rețea de canale în pămînt care permite trecerea curentului de bitum cald. Prin răcire bitumul se întărește, închide porii și leagă particulele între ele.

Pentru umplerea golurilor mai mari se adaugă în bitumul încălzit materiale inerte, praf de piatră, nisip etc.

La metoda cu emulsie de bitum, acesta se amestecă în proporție de cca 1 : 4 cu apă. Pentru a împiedica coagularea în decursul manipulării emulsiei se introduce un anticoagulant, iar în teren coagularea se produce sub efectul sărurilor care se găsesc în teren.

8.3. IMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR PE CALE TERMICA

Încălzirea pămînturilor la temperaturi pînă la 800—900 °C produce transformări chimice profunde, mineralele argiloase trecînd în compuși noi cu proprietăți superioare. Se produce legarea materialului într-un masiv în general insensibil la acțiunea apei obținîndu-se în acest fel consolidarea ireversibilă a terenului de fundație.

Arderea, ca metodă de consolidare, este indicată la stabilizarea alunecărilor de teren constituite din pămînturi argiloase precum și pentru îmbunătățirea capacității portante a terenului de fundație sub construcții. Metoda nu poate fi utilizată la pămînturile saturate aflate sub nivelul apei subterane.

Agentul termic acționează asupra pămîntului în găuri de foraj de 20—30 cm diametru, așezate la distanța 2—3 m sau în tranșee.

Raza de acțiune a arderii depinde de proprietățile termice ale pămîntului, de durata arderii și de temperatura agentului termic.

În practică s-au folosit două variante tehnologice :

- injectarea cu aer fierbinte la temperatura de 600—800 °C ;
- arderea diversilor combustibili (gaze, motorină, țiței etc.) direct în gaura de foraj.

Dezavantajul esențial al primului procedeu constă în necesitatea unui agregat special pentru încălzirea aerului, care în cea de a doua variantă se înlocuiește printr-un injector de combustibil.

Consolidarea termică prin arderea unor combustibili în gaura de foraj se produce prin acțiunea directă a flăcării asupra pămîntului, prin pătrun-

derea gazelor fierbinți prin pori în terenul din jurul găurii de foraj. Aceste gaze transmit căldura pămîntului producîndu-se arderea dinspre axul forajului spre exterior.

Cînd arderea se face cu scopul anihilării sensibilității la umezire pe o înălțime mai mică decît grosimea stratului loessoid trebuie avut în vedere că pămîntul ars devine mult mai permeabil. Dacă există posibilitatea ca apa să pătrundă în timpul exploatării în terenul de fundație se vor lua măsuri de hidroizolare orizontală pentru că apa infiltrată va umezi stratul neconsolidat.

În timpul arderii și răcirii se va împiedica pătrunderea apei în gaura de foraj, care ulterior se umple cu pămînt bine compactat.

Înghețarea este o metodă folosită în cazul apelor subterane abundente, la executarea săpăturilor pentru tunele etc. Ea este o metodă de consolidare provizorie, folosită ca procedeu pentru impermeabilizarea unei incinte în timpul lucrului în subteran.

Realizarea unei zone de pămînt înghețat pe perimetrul gropii de fundație reduce la zero posibilitatea de infiltrare a apei și preia în același timp împingerea pămîntului în timpul execuției lucrărilor de fundații.

Pentru crearea zonei înghețate se introduc în jurul incintei de lucru tuburi duble, cele exterioare (tuburile de înghețare) cu vîrfurile ermetice închise, avînd un diametru de 100—200 mm, iar tuburile interioare un diametru de 30—100 mm. Prin tuburile interioare se introduce lichidul frigorific (de ex. amoniacul) ; lichidul se reîntoarce la condensatoare prin tuburile de înghețare.

Tuburile se așază la distanța de cca. 1,5 m putînd merge pînă la o adîncime de 20 m.

La betonare se aplică prevederile pentru executarea betonului pe timp friguros. Dezghețarea este admisă numai după ce procesul de întărire a betonului s-a terminat.

Metoda înghețării este costisitoare și se utilizează numai cînd celelalte metode nu pot fi aplicate, mai ales la lucrări de tunele și galerii subterane.

8.4. IMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR PRIN FOLOSIREA CURENTULUI ELECTRIC

Prin crearea unui cîmp electric în terenul imbibat cu apă, se produce o mișcare a apei dinspre anod spre catod. Fenomenul fizic este cunoscut sub numele de electroosmoză și poate fi folosit pentru scăderea nivelului apei în pămîntul cu o permeabilitate mică și prin aceasta la consolidarea lui. Electroodul pozitiv este format dintr-un tub metalic de cca 30 mm diametru, iar cel negativ, catodul dintr-un filtru acicular.

Electrozii se așază în jurul incintei de lucru la distanțe de cca 1,0 m. Curentul continuu folosit este de 30—40 V, iar intensitatea se calculează în așa fel ca pe unitatea de suprafață verticală prin care trece, să se asigure 0,5—2,0 A/m².

Filtrele aciculare care formează catozii sînt legate la o instalație de pompare.

Consolidarea pămînturilor prin electroosmoză nu are un caracter definitiv, manifestîndu-se doar atîta timp cît durează evacuarea apei prin pompare.

Avantajul metodei se evidențiază însă prin intensitatea mare a curenților de apă dirijați spre catod și deci prin desecarea rapidă a terenului.

În ultimul timp, din combinarea celor două metode, silicatizarea și electroosmoza, s-a dezvoltat un nou procedeu și anume *electrosilicatizarea*. La pămînturi cu particule foarte fine, cu o permeabilitate mică introducerea soluției de sticlă solubilă chiar în stare foarte diluată devine dificilă. În condițiile acestea, electroosmoza servește la o mai ușoară și mai eficace răspîndire a soluției în teren. Astfel de lucrări s-au executat pe șantierul combinatului de celuloză și fibre sintetice Chișcani-Brăila, la consolidarea terenului de fundare a unui castel de apă din Medgidia, la consolidarea unei zone din nisipuri fine a fabricii de zahăr Banatul din Timișoara, obținîndu-se rezultate foarte bune.

8.5. ÎNLOCUIREA STRATULUI DE FUNDARE

În unele cazuri, îmbunătățirea pămîntului prin metodele descrise, este fie insuficientă fie inaplicabilă. Astfel de situații se întîlnesc la fundarea construcțiilor pe pămînturi constituite din materiale neomogene, umpluturi rezultate în orașele vechi prin reconstrucția repetată pe același amplasament, pe turbe, nămoluri, gunoaie etc.

În astfel de situații trebuie examinată posibilitatea înlocuirii parțiale sau totale a stratului necorespunzător de sub construcție. Întrucît ca material de înlocuire se utilizează de obicei nisipul, pietrișul sau balastul, procedeul este cunoscut sub denumirea de construcția saltelelor de nisip, pietriș sau balast.

Înlocuirea totală a stratului de fundare este indicată în cazul în care pămîntul necorespunzător se extinde pe o adîncime de 1,5—2 m sub talpa fundației. La grosimi mai mari înlocuirea totală devine neeconomică; în acest caz se folosesc saltelele de nisip, de grosimea necesară repartizării sarcinilor, astfel încît presiunile care revin la nivelul inferior al saltelei să poată fi suportate în condiții bune de pămîntul slab.

Saltelele se execută în straturi succesive de 20 cm grosime udate cu apă și compactate cu mijloace mecanice. Nisipul trebuie să fie mijlociu sau grosier, fără argilă sau substanțe organice. În cazul pămînturilor loes-

soide se pot face saltele din loessul scos din groapă și mărunțit, care apoi se așază în strate ce se compactează.

Pentru uniformizarea tasărilor saltelele trebuie așezate sub toate fundațiile.

Folosirea procedurii de înlocuire a stratului necorespunzător are următoarele avantaje principale: reduce înălțimea fundațiilor, micșorează presiunea transmisă la pămîntul slab, reduce și uniformizează tasările sub construcție, reduce timpul de consolidare (o mare parte din deformații se produc în timpul execuției).

8.6. CONSOLIDAREA PĂMÎNTURILOR SUB FUNDATII EXISTENTE

Problema consolidării pămînturilor sub construcții existente apare în cazul cînd, din anumite motive terenul de sub talpa fundației nu mai este capabil să suporte sarcinile transmise de construcție, dînd tasări mari, inadmisibile.

Variația nivelului apei subterane poate cauza creșterea deformațiilor pămîntului de fundație. La nisipuri fine, ridicarea apelor subterane provoacă reducerea importantă a capacității lor portante. În pămînturi loes-soide umezirea duce la prăbușirea structurii acestora.

Variația nivelului apei subterane este strîns legată de variația precipitațiilor sezoniere și a topirii zăpezilor. De aceea, o mare importanță o au amenajările pentru evacuarea superficială a apelor.

Deformații inadmisibile vor avea loc datorită aprecierii greșite a capacității portante a fundațiilor. Ea poate fi cauzată de greșeli făcute cu ocazia cercetărilor terenurilor, prin nedepistarea unor goluri (puțuri, lucrări miniere etc.) sau lentile periculoase de ml.

Mărirea ulterioară a încărcărilor poate duce de asemenea la depășirea capacității portante.

Mărirea capacității portante a terenului de fundație sub construcții existente poate fi realizată prin consolidarea pe cale artificială, prin cimentare și silicatizare.

Cimentarea este recomandată la pămînturi stîncose fisurate, pietrișuri, nisipuri grosiere. Aplicarea metodei silicatizării este condiționată de permeabilitatea pămîntului. Pentru silicatizare sînt indicate pămînturi nisipoase, prăfoase și loessoide.

În cazul consolidării chimice a pămîntului de fundație nu trebuie executate consolidări provizorii, întrucît pămîntul nu dă tasări suplimentare cu ocazia executării lucrărilor.

Adîncimea și lățimea zonei consolidate depinde de dimensiunile fundației în plan, de condițiile geologice ale amplasamentului și de mărirea sarcinilor transmise de construcție.

Obișnuit consolidarea se face pînă la terenul bun de fundare.

La pămînturile loessoide se poate folosi cu succes arderea.

9. ÎMPINGEREA ACTIVĂ ȘI REZISTENȚA PASIVĂ A PĂMÎNTULUI

Pământul necoeziv își păstrează stabilitatea (datorită frecării dintre granule) numai atunci când este limitat de o suprafață care cu orizontala formează un unghi mai mic sau egal cu unghiul taluzului natural.

Dacă însă, prin lucrări de terasamente sau alte construcții, ar trebui ca pământul să fie așezat sub un taluz al cărui unghi cu orizontala este mai mare decât unghiul taluzului natural, stabilitatea sa nu mai este asigurată, ceea ce impune luarea unor măsuri suplimentare. Una dintre aceste măsuri, frecvent utilizată, constă în folosirea unui element de sprijinire (zid de sprijin; fig. 9.1). Astfel de situații apar atunci când spațiul nu permite realizarea unui taluz natural al săpăturii, la executarea pereților verticali a rezervoarelor subterane, la protejarea malurilor portuare, subsoluri, construcții subterane etc.

În toate cazurile amintite pământul susținut exercită o împingere asupra construcției (elementului de susținere). Această forță reprezintă împingerea activă a pământului.

Unele elemente de construcție cum ar fi bolțile, arcele, structurile în cadre etc. transmit pământului, prin fundații, reacțiuni înclinate (fig. 9.2, a). Ancorajele palplanșelor, fundațiile încastrate elastic în teren (fig. 9.2, b, c, d) se mențin datorită apariției, la contactul cu pământul, a unor reacțiuni capabile să asigure echilibrul forțelor și momentelor exterioare care le solicită.

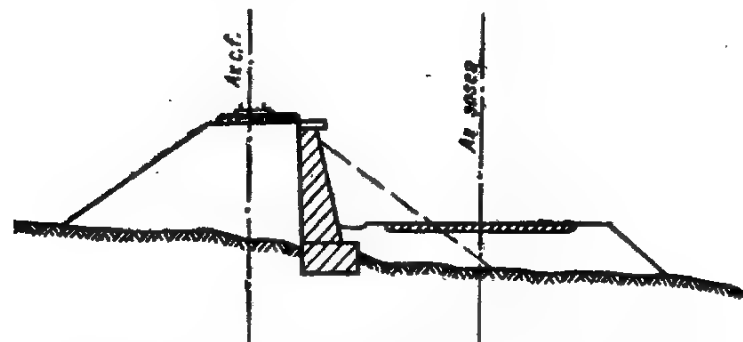


Fig. 9.1. Zid de sprijin pentru susținerea terasamentului unei căi ferate.

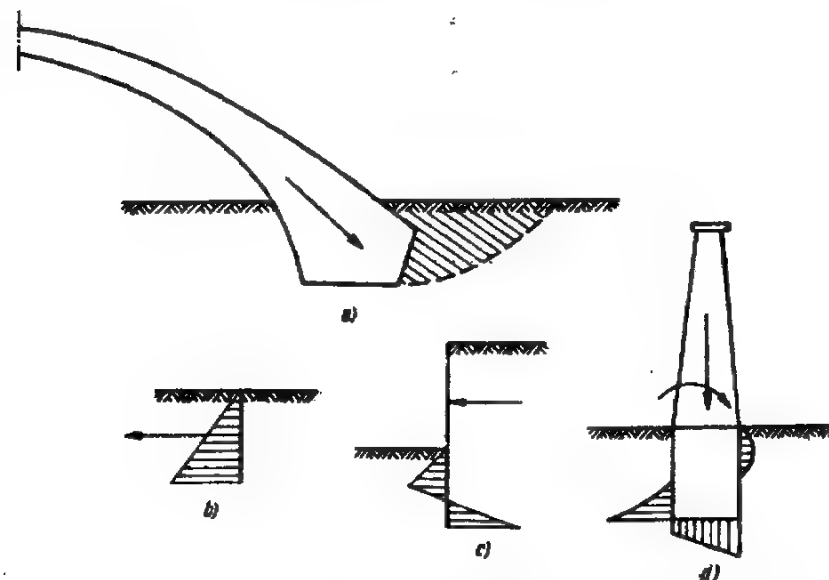


Fig. 9.2. Exemple de manifestare a rezistenței pasive a pământului :
a — fundația unui arc; b — ancorajul unui perete de palplanș; c — perete de palplanș;
d — fundația încastrată în teren.

Forța care poate fi transmisă de un element de construcție în contact cu terenul, astfel încât să se ajungă la limita de rezistență a pământului solicitat, reprezintă rezistența pasivă a terenului.

În cazul împingerii active, construcția de susținere trebuie să fie capabilă să reziste acțiunii forței respective, iar în cazul rezistenței pasive, pământul trebuie să asigure preluarea forței corespunzătoare.

9.1. PUNEREA ÎN EVIDENȚĂ A ÎMPINGERII

Pentru a pune în evidență mai bine noțiunea de împingere activă și rezistență pasivă a pământului se consideră modelul mecanic din figura 9.3.

Modelul conceput este format dintr-o cutie cu un perete frontal mobil, fixat printr-o articulație de o bară subțire b. Celălalt capăt al barei b este filetat și trece printr-un orificiu creat în peretele opus și prin interiorul unui dinamometru și se termină cu o piuliță, astfel că dinamometrul se află între peretele modelului și piulița barei fără a fi comprimat sau întins (adică în repaus).

Cutia se umple cu nisip până la nivelul superior. În această stare, dinamometrul va înregistra un oarecare efort transmis de nisip peretelui mobil și acesta — prin intermediul barei și piuliței — dinamometrului.

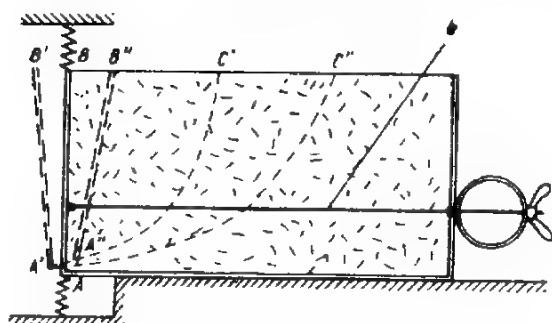


Fig. 9.3. Model mecanic pentru punerea în evidență a împingerii.

Mărimea efortului înregistrat depinde de natura pământului, de greutatea sa specifică aparentă și în special de gradul de îndesare a nisipului.

Dacă se deșurubează piulița, peretele frontal se deplasează puțin, iar în nisip se produce o scădere a tensiunilor interioare, lucru evidențiat prin înregistrarea unor solicitări mai reduse în dinamometru. Continuând cu desfacerea piuliței, efortul din bară scade treptat, până la un moment dat când, în masa de pământ se produce o suprafață de alunecare $A'C'$; în acest moment s-a ajuns la limita echilibrului. *Forța ce rezultă în acest moment reprezintă împingerea activă a pământului, notată de obicei cu E_a .*

Pentru a pune în evidență rezistența pasivă a pământului, se pornește tot de la starea inițială a modelului, numai că în loc să se deșurubeze piulița barei b aceasta se va înșuruba treptat. Peretele frontal AB se va deplasa spre masa de nisip și ca o consecință vor spori eforturile interioare din nisip. Continuând cu stringerea piuliței, efortul înregistrat va spori până în momentul când se ajunge la o altă stare limită, pe care o indică apariția unei noi suprafețe de alunecare $A''C''$.

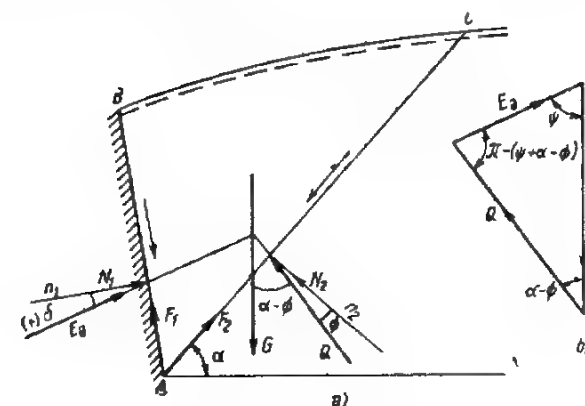
Forța ce rezultă în acest moment reprezintă rezistența pasivă a pământului, notată cu E_p .

9.2. METODA COULOMB

Pentru a putea stabili direcția, mărimea și punctul de aplicație pentru împingerea activă, respectiv rezistența pasivă problema împingerii se tratează ca o problemă plană, separînd din zidul de sprijin și din terenul din spatele său (prin două plane paralele orientate perpendicular pe axa longitudinală a zidului) un tronson de grosime egală cu unitatea.

În teoria împingerii pământului, o problemă foarte dificilă o prezintă determinarea suprafeței de alunecare a terenului AB . Coulomb face o simplificare, considerînd suprafața de alunecare o suprafață plană. De asemenea, el tratează problema considerînd pământul ca fiind lipsit de coeziune.

Fig. 9.4. Metoda Coulomb :
a — punerea în evidență a împingerii active; b — triunghiul forțelor.



În aceste condiții, presupunînd planul de alunecare cunoscut, asupra prismei de pământ acționează următoarele forțe (fig. 9.4) :

G reprezintă greutatea prismei de pământ, ca o forță cunoscută, cu punctul de aplicație în centrul de greutate a prismei $ABC \times 1$ m ;

E_a — reacțiunea de pe suprafața AB a zidului de sprijin, (reprezentînd împingerea activă a pământului, dar cu sens contrar ; direcția acestei mărimi se poate stabili la limita echilibrului) ;

Q — reacțiunea pe suprafața AC a pământului, a cărei direcție se poate stabili, în cazul echilibrului limită.

Pentru stabilirea direcțiilor lui E_a și Q se vor lua în considerare următoarele : în momentul când suprafața de sprijin cedează puțin, se produce o alunecare a prismei de pământ pe suprafața AB a zidului de la B spre A și pe suprafața AC de la C spre A . Dacă nu s-ar lua în considerare frecarea dintre suprafața de sprijin și teren, reacțiunea pe suprafața AB ar fi perpendiculară pe această suprafață ; în realitate însă, pe suprafața de sprijin apare o forță de frecare care în momentul alunecării este dată de relația :

$$F_1 = N_1 \tan \delta.$$

Cu δ s-a notat unghiul de frecare dintre zid și teren, cu F_1 forța de frecare, iar cu N_1 forța normală pe zid. Reacțiunea E_a va fi rezultanta forțelor N_1 și F_1 , făcînd cu normala la direcția AB cu unghiul δ . Mărimea unghiului δ (pe bază de încercări) s-a găsit a fi cuprins între 0 și $\frac{2}{3} \Phi$, unde Φ reprezintă unghiul de frecare interioară a pământului respectiv.

Considerarea lui $\delta=0$ reprezintă o situație acoperitoare, posibilă în cazurile în care pământul din spatele zidului reprezintă o argilă îmbibată cu apă.

În mod asemănător se stabilește direcția reacțiunii Q pe suprafața de alunecare AC . În cazul acesta, înclinarea lui Q față de normala la suprafața AC este egală cu unghiul Φ (unghiul frecării interioare), deoarece este vorba de alunecare teren pe teren.

Pentru simplificarea problemei, Coulomb consideră cele trei forțe (E_a , Q , G) concurente, condiție ce nu este satisfăcută în mod riguros, dar cu consecințe practice acoperitoare.

În baza ultimei ipoteze, condiția de echilibru este satisfăcută când cele trei forțe formează un triunghi (fig. 9.4, b).

În această situație, mărimea împingerii se poate stabili simplu din poligonul forțelor, ducându-se paralele prin extremitățile lui G la direcțiile aE și Q .

Pentru stabilirea rezistenței pasive se procedează similar ca la împingerea activă, cu diferența că decalajele lui E_p respectiv Q față de normalele la suprafețele AB și AC vor fi de cealaltă parte a acestora (fig. 9.5), deoarece deplasarea prismei ABC este inversă ca sens, față de cea corespunzătoare împingerii active.

Deoarece împingerea activă și rezistența pasivă s-au determinat în condițiile cunoașterii planului de alunecare AC , se pune problema determinării acestuia.

Din analiza figurilor 9.4 și 9.5 se observă că în funcție de poziția acestui plan rezultă și mărimea împingerii. În practica de proiectare este necesar a se cunoaște împingerea activă maximă, respectiv rezistența pasivă minimă, întrucât prima este folosită ca încărcare la dimensionarea elementelor de susținere, ultima ca reacțiune, respectiv ca rezistență la solicitările exterioare.

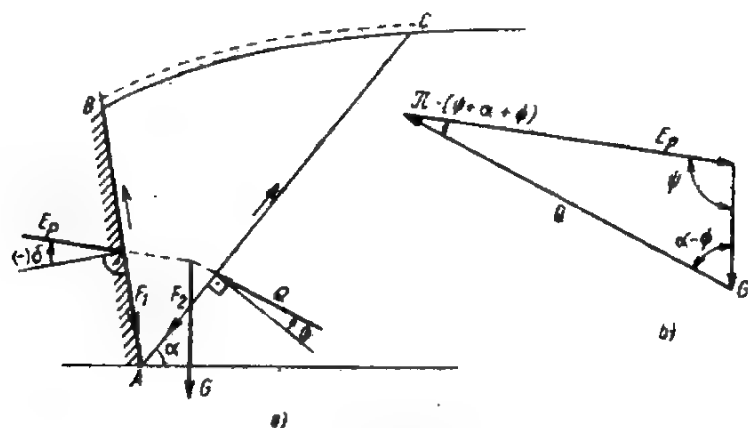


Fig. 9.5. Metoda Coulomb :

a — punerea în evidență a rezistenței pasive; b — triunghiul forțelor.

Pentru determinarea împingerii active maxime se consideră mai multe plane de alunecare AC_1, AC_2, \dots, AC_n (fig. 9.6) și se construiește pentru fiecare caz triunghiul forțelor obținând mărimea împingerii E_{a_i} . Valorile E_{a_i} astfel obținute, se reprezintă în dreptul punctelor C_1, C_2, \dots, C_n . Unind extremitățile segmentelor care reprezintă mărimea împingerii față de o linie de referință, se obține curba de variație a împingerii active E_a în raport cu poziția planului de alunecare. Valoarea maximă a curbei indică poziția planului de alunecare cel mai periculos, plan care include cu orizontală unghiul α . În mod similar se procedează și pentru determinarea reacțiunii pasive stabilindu-se poziția planului de alunecare corespunzătoare valorii minime a reacțiunii pasive.

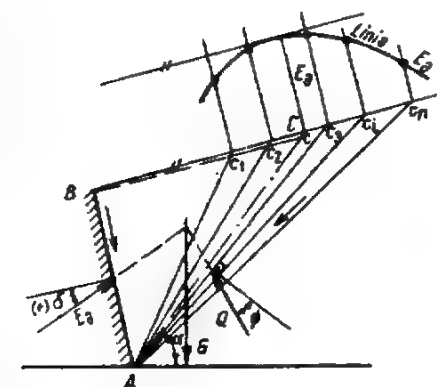


Fig. 9.6. Determinarea împingerii active maxime.

9.3. METODA GRAFICĂ CULMAN

9.3.1. DETERMINAREA ÎMPINGERII ACTIVE

Metoda Culman se bazează pe teoria lui Coulomb, prezentind un mod mai simplu și mai rapid de stabilire a valorii maxime a împingerii.

Împingerea activă se stabilește tot cu ajutorul triunghiului forțelor, numai că se desenează în poziția rotită, astfel încât, forța G să se suprapună peste linia AN (fig. 9.7).

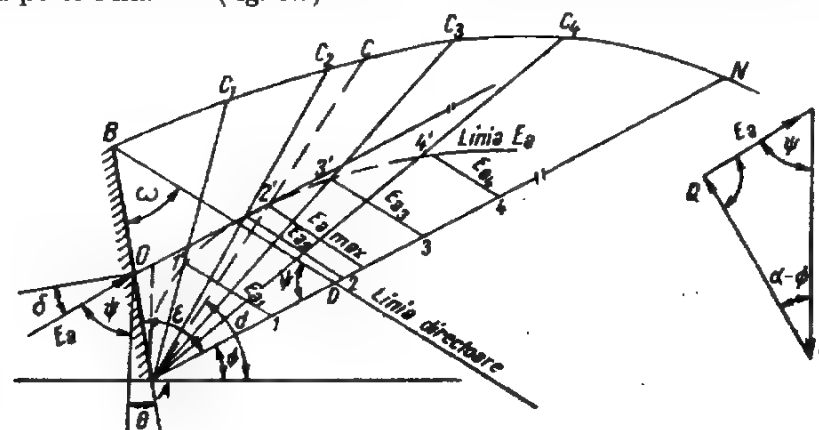


Fig. 9.7. Metoda grafică Culman; împingerea activă.

În punctul A , pentru fiecare plan de rupere, între linia AN și planul de alunecare AC apare unghiul $\alpha_i - \Phi$.

Segmentele $A_1, A_2, A_3 \dots$ reprezintă mărimea forțelor $G_1, G_2, G_3 \dots$ adică greutatea prismelor $ABC_1, ABC_2, ABC_3 \dots$. Din punctele $1, 2, 3, \dots$ se duc drepte sub unghiul ψ până la planul de alunecare corespunzător obținându-se punctele $1', 2', 3', \dots$ care unite între ele dau curba de variație a împingerii active. Tangenta la această curbă, paralelă cu AN , dă valoarea maximă E_a .

Dreapta BD care taie linia AN sub unghiul ψ formează cu suprafața de sprijin AB un unghi $\omega = \delta + \Phi$, fapt care poate demonstra ușor. Din figura 9.7 se poate scrie :

$$\psi = \frac{\pi}{2} - \delta - \theta, \quad (9.1)$$

unde θ este unghiul format de direcția AB cu verticala.

Din triunghiul ABD rezultă :

$$\omega = \pi - (\psi + \varepsilon) = \pi - \left(\frac{\pi}{2} - \delta - \theta + \frac{\pi}{2} - \Phi + \theta \right) = \delta + \Phi. \quad (9.2)$$

Dreapta BD poartă denumirea de *linie directoare*; toate paralelele duse la linia directoare formează cu dreapta AN unghiul ψ . Punctele $1', 2', 3' \dots$ pot fi determinate ușor ducând paralele din punctele $1, 2, 3 \dots$ la linia directoare.

9.3.2. DETERMINAREA REZISTENȚEI PASIVE

În cazul determinării rezistenței pasive, unghiul Φ se măsoară sub orizontală din punctul A , iar $\omega = \delta + \Phi$ față de linia AB în partea opusă prisme de alunecare (fig. 9.8).

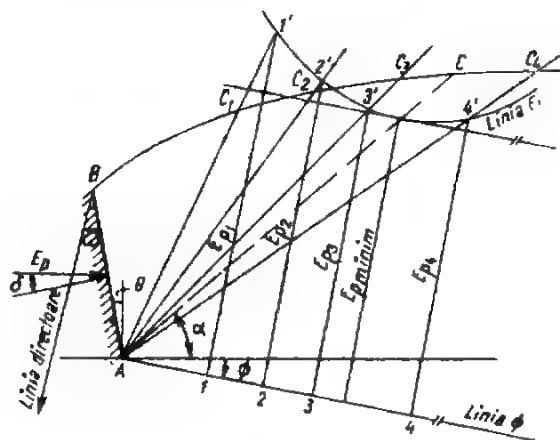


Fig. 9.8. Metoda grafică Culman ; rezistența pasivă.

În acest caz, rezistența pasivă are valoare minimă în punctul de tangență la curba de variație E_p (obținută similar cu cazul împingerii active) a dreptei paralele cu linia AN .

9.4. METODA ANALITICĂ REBHAN

Rezolvarea în mod analitic a problemei împingerii permite stabilirea unor reguli importante pentru determinarea planului de alunecare și a mărimii împingerii. Prin enunțul problemei se cunosc : suprafața de sprijin a zidului AB , suprafața terenului reprezentată în secțiune prin linia BN și unghiurile frecării δ și Φ . Înclinarea planului de alunecare cu orizontala se notează cu α (fig. 9.9).

Din triunghiul forțelor (fig. 9.9) se poate scrie :

$$E_a = G \frac{\sin(\alpha - \Phi)}{\sin[\pi - (\psi + \alpha - \Phi)]} = G \frac{\sin(\alpha - \Phi)}{\sin(\psi + \alpha - \Phi)}. \quad (9.3)$$

Valoarea maximă a împingerii active se obține făcând derivata lui E_a în raport cu α și egalind-o cu zero.

$$\frac{dE_a}{d\alpha} = \frac{\sin(\psi + \alpha - \Phi) \left[\frac{dG}{d\alpha} \sin(\alpha - \Phi) + G \cos(\alpha - \Phi) \right] - G \sin(\alpha - \Phi) \cos(\psi + \alpha - \Phi)}{\sin^2(\psi + \alpha - \Phi)} = 0 \quad (9.4)$$

de unde :

$$\frac{dG}{d\alpha} \sin(\psi + \alpha - \Phi) \sin(\alpha - \Phi) + G [\sin(\psi + \alpha - \Phi) \cos(\alpha - \Phi) - G \cos(\psi + \alpha - \Phi) \sin(\alpha - \Phi)] = 0, \quad (9.5)$$

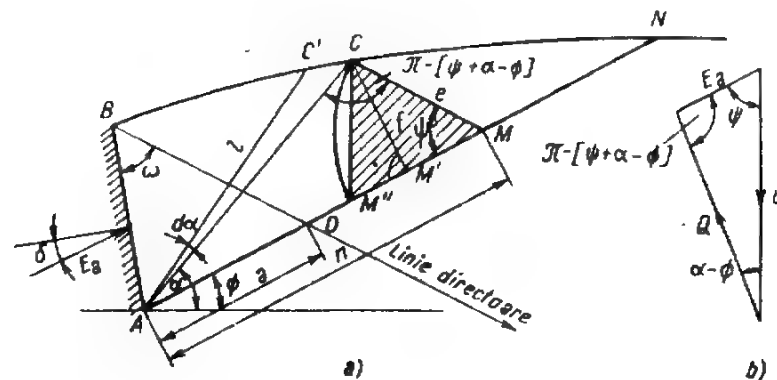


Fig. 9.9. Metoda analitică Rebhan.

deci :

$$\frac{dG}{d\alpha} \sin(\psi + \alpha - \Phi) \sin(\alpha - \Phi) + G \sin \psi = 0, \quad (9.6)$$

Din figura 9.9 se vede că :

$$dG = \frac{l \cdot d\alpha}{2} \gamma_a,$$

deci :

$$\frac{dG}{d\alpha} = - \frac{\gamma_a l^2}{2}. \quad (9.7)$$

Semnul minus apare deoarece cu creșterea unghiului α , greutatea prismei ABC scade.

Se duce $CM \parallel BD$ (linia directoare dusă sub unghiul $\omega = \delta + \Phi$) și se notează : $AM = n$, $CM = e$, și $CM' = f$.

Cu ajutorul acestor notații se poate scrie :

$$\sin(\alpha - \Phi) = \frac{f}{l}; \quad (9.8)$$

$$\sin(\psi + \alpha - \Phi) = \frac{n}{e} \sin(\alpha - \Phi) = \frac{n}{e} \frac{f}{l}; \quad (9.9)$$

$$\sin \psi = \frac{f}{e}. \quad (9.10)$$

Înlocuind expresiile (9.7), (9.8), (9.9) și (9.10) în relația (9.6) se obține :

$$- \frac{\gamma_a l^2}{2} \frac{n}{e} \frac{f}{l^2} = - G \frac{f}{e}, \quad (9.11)$$

de unde, după simplificări și luând în considerare că $G = \text{aria } ABC \cdot \gamma_a$, rezultă :

$$\frac{nf}{2} = \text{aria } ABC, \text{ dar } \frac{nf}{2} \text{ este suprafața } ACM, \text{ putîndu-se scrie :}$$

$$\text{aria } ABC = \text{aria } ACM. \quad (9.12)$$

Rezultă că, împingerea activă maximă se obține cînd planul de alunecare satisface condiția (9.12).

Mărimea împingerii active maxime se obține din expresia (9.3) ajungîndu-se la expresia :

$$E_a = G \frac{\sin(\alpha - \Phi)}{\sin(\psi + \alpha - \Phi)} = \gamma_a \frac{ef}{2}. \quad (9.13)$$

Se observă că împingerea este proporțională cu suprafața triunghiului CMM'' .

9.4.1. APLICAȚIA GRAFICĂ A METODEI REBHAN

Pornindu-se de la concluzia că împingerea activă este maximă cînd suprafețele ABC și ACM sînt egale (fig. 9.9), se poate determina poziția planului de alunecare α , respectiv mărimea împingerii pămîntului și grafic.

Pentru rezolvare se consideră mai multe plane de alunecare AC_1, AC_2, \dots, AC_n (fig. 9.10). Se duce o dreaptă din punctul B sub unghiul $\omega = \delta + \Phi$, pînă ce intersectează în punctul D dreapta AN dusă sub unghiul Φ .

Din punctele C_1, C_2, \dots, C_n se duc paralele la dreapta BD , obținîndu-se punctele M_1, M_2, \dots, M_n .

Se calculează suprafețele ABC_i , respectiv $AC_i M_i$.

Suprafețele ABC_i , respectiv $AC_i M_i$ se măsoară la scară, sub formă de segmente pe direcțiile AC_i (de exemplu suprafața ABC_1 este reprezentată de segmentul AI' iar suprafața $AC_1 M_1$ de segmentul AI''). Unind punctele $I', 2', \dots, n'$ se obține curba de variație a suprafețelor ABC_i , iar din unirea punctelor $I'', 2'', \dots, n''$ curba de variație a suprafețelor $AC_i M_i$.

Locul unde cele două curbe se intersectează (punctul I) satisface condiția de egalitate a celor două suprafețe, adică suprafața de alunecare ce va trece prin acest punct corespunde valorii maxime a împingerii pămîntului.

Unind punctul I cu A și prelungind segmentul pînă ce intersectează terenul se obține punctul C . Ducînd din punctul C paralelă la dreapta BD pînă intersectează dreapta AN se obține punctul M , respectiv segmentul $CM = e$. Ducînd o normală pe dreapta AN (din punctul C) se obține segmentul f . În acest fel s-au obținut toate elementele necesare calculului împingerii cu formula (9.13).

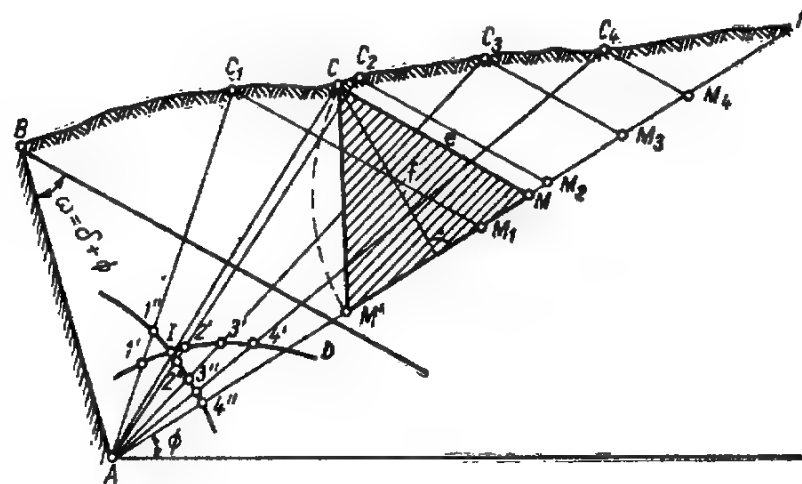


Fig. 9.10. Aplicația grafică a metodei Rebhan.

9.5. METODA SEMICERULUI

9.5.1. DETERMINAREA ÎMPINGERII ACTIVE

Metoda semicercului stabilită de Poncelet, se folosește pentru determinarea împingerii, fără a face mai multe încercări. Această metodă se poate aplica numai în cazul în care suprafața terenului este plană.

Metoda se bazează pe concluzia lui Rebhan, conform căreia planul de alunecare AC se găsește plasat astfel încât suprafețele ABC și ACM să fie egale.

Ținând seama de figura 9.11 se notează :

$\overline{AD}=a$; $\overline{AM}=n$; $\overline{AN}=b$; $\overline{CM} \parallel \overline{BD}$ și $\overline{MC'} \parallel \overline{AC}$, $\overline{BC}=\overline{CC'}=d$ deoarece $\triangle ABC = \triangle ACM$, $\overline{CN}=c$.

Din asemănarea triunghiurilor :

$$\triangle ACN \sim \triangle MC'N \text{ se poate scrie : } \frac{d}{c} = \frac{n}{b};$$

iar din asemănarea triunghiurilor $\triangle BDN \sim \triangle CMN$:

$$\frac{d}{c} = \frac{n-a}{b-n}.$$

Se poate scrie :

$$\frac{n}{b} = \frac{n-a}{b-n} \text{ sau } nb - n^2 = nb - ab,$$

de unde rezultă

$$n = \sqrt{ab}. \quad (9.14)$$

Segmentul $\overline{AM}=n$ este medie proporțională între segmentele $\overline{AD}=a$ și $\overline{AN}=b$.

Rezultă că, pornind de la condiția corespunzătoare împingerii maxime, este necesar și suficient să găsim poziția punctului M pe dreapta AN,

în rest aplicându-se cele arătate cu ocazia expunerii metodei Rebhan.

Punctul M poate fi stabilit cu o construcție geometrică simplă (fig. 9.12). Se desenează un semicerc cu diametrul $\overline{AN}=b$. Punctul D se proiectează printr-o perpendiculară pe semicerc și se primește punctul D'. Cateta $\overline{AD'}$ din triunghiul AD'N este media proporțională între

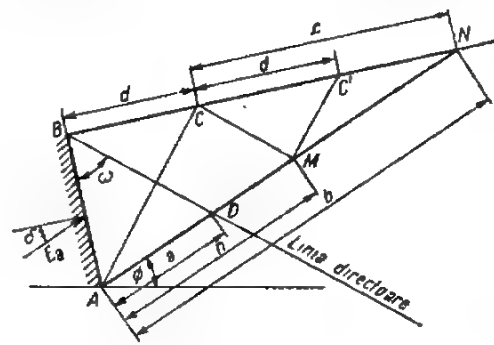


Fig. 9.11. Metoda semicercului.

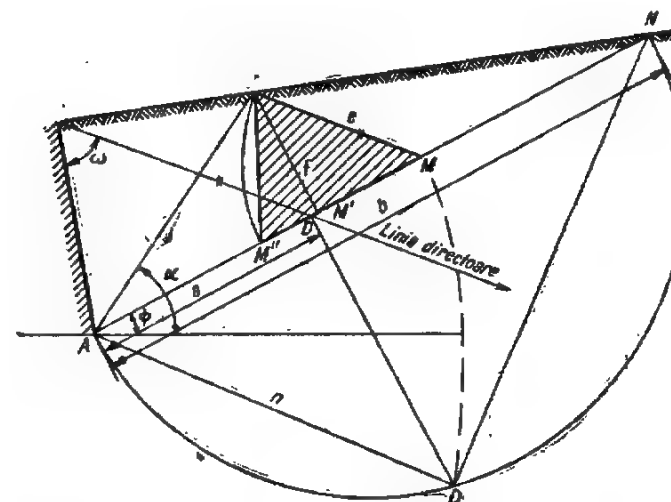


Fig. 9.12. Aplicarea metodei semicercului pentru stabilirea împingerii active.

ipotenusa $\overline{AN}=b$ și proiecția ei pe ipotenuză $\overline{AD}=a$. Rabatind distanța AD pe linia AN se obține punctul M. Din acesta, ducându-se o paralelă cu linia directoare, se obține punctul C, adică elementul necesar stabilirii planului de alunecare (unghiul α), și segmentele e și f (fig. 9.12).

9.5.2. DETERMINAREA REZISTENȚEI PASIVE

În cazul rezistenței pasive se poate face aceeași construcție geometrică, luând în considerare numai semnele schimbate a unghiurilor Φ și δ (fig. 9.13).

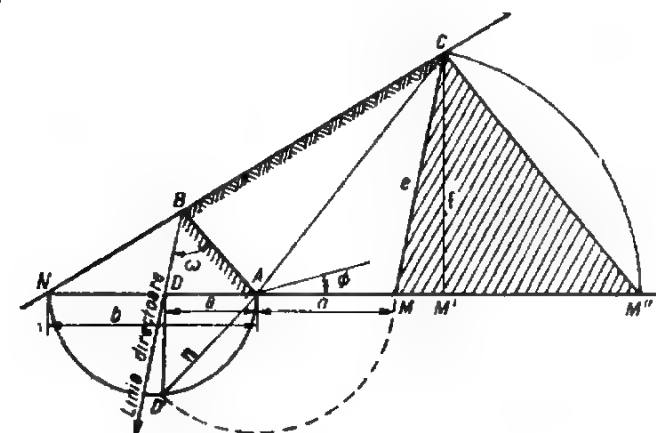


Fig. 9.13. Aplicarea metodei semicercului pentru stabilirea rezistenței pasive.

După stabilirea punctului C , se obține segmentul MC (e) ducând paralela la segmentul BD și segmentul $M'C$ (f) ducând normala pe dreapta dusă sub unghiul Φ . Cu aceste segmente (dar de mărime diferită ca cele obținute în cazul împingerii active) se obține rezistența pasivă aplicând relația (9.13).

9.6. COEFICIENȚII ÎMPINGERII ACTIVE ȘI REZISTENȚEI PASIVE A PĂMÎNTURILOR

Pornind de la expresiile care dau împingerea activă maximă și rezistența pasivă minimă, se observă că, pentru stabilirea valorilor respective se pot folosi și metode grafice. Spre a putea aplica însă în mod expeditiv relațiile obținute, valorile e și f se vor exprima analitic în funcție de mărimile (θ , δ , Φ , β), cunoscute în orice problemă, stabilind așa numiții coeficienți de împingere.

Acești coeficienți se pot stabili pentru cazul general când $\delta \neq 0$, $\beta \neq 0$, $\theta \neq 0$.

În expresia lui E_a (9.13) se înlocuiește valoarea lui e și f cu ajutorul elementelor notate în figura 9.14.

După calcule și transformări se ajunge la expresia de calcul a coeficientului de împingere activă K_a :

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi - \beta) \sin(\Phi + \delta)}{\cos(\theta + \beta) \cos(\delta - \theta)}} \right]^2}, \quad (9.15)$$

iar mărimea împingerii va fi dată de relația:

$$E_a = \frac{\gamma_a h^2}{2} K_a. \quad (9.16)$$

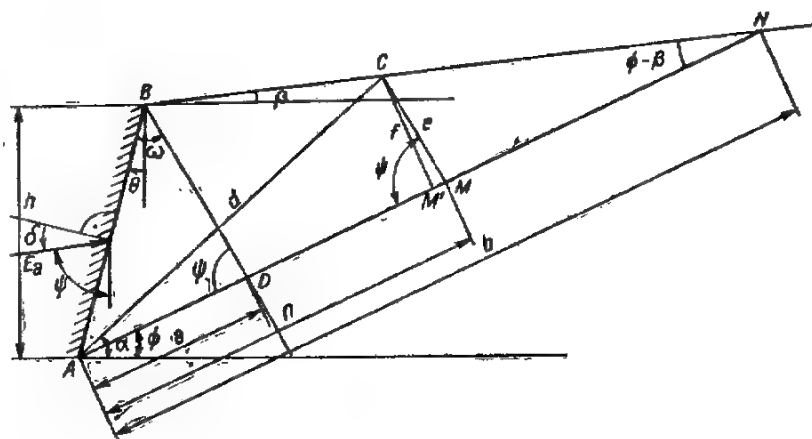


Fig. 9.14. Determinarea coeficientului de împingere activă.

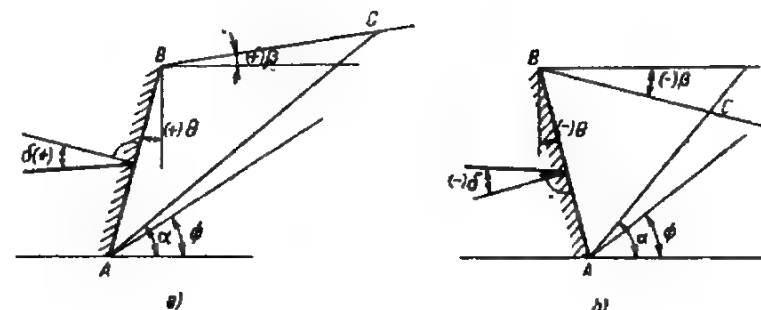


Fig. 9.15. Convenția de semne pentru calculul coeficienților de împingere:
a - teren deasupra planului orizontal; b - teren sub planul orizontal.

În formulele de mai sus, unghiurile θ , δ și β se introduc cu semnele date în figura 9.15, a și 9.15, b.

În mod cu totul asemănător se poate deduce și coeficientul K_p pentru calculul rezistenței pasive:

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \beta) \sin(\Phi - \delta)}{\cos(\theta + \beta) \cos(\delta - \theta)}} \right]^2}. \quad (9.17)$$

Semnele unghiurilor θ , δ și β se aplică la fel ca și în cazul împingerii active (fig. 9.15, a și 9.15, b).

Rezistența pasivă se va calcula folosind expresia:

$$E_p = \frac{\gamma_a h^2}{2} K_p. \quad (9.18)$$

Relațiile stabilite pentru coeficienții de împingere în cazul general se pot particulariza pentru cazul întâlnit frecvent: $\theta = 0$, $\beta = 0$ și $\delta = 0$.

Înlocuind valorile menționate în expresia (9.15) se obține:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right), \quad (9.19)$$

respectiv prin înlocuire în (9.17):

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right). \quad (9.20)$$

După cum s-a arătat (mai ales în cazul general), relațiile prezentate pentru K_a , K_p sînt relativ complicate și greu de aplicat. Pentru a veni în sprijinul proiectanților, în lucrarea [15] se prezintă tabele centralizatoare de valori, calculate pentru diverse cazuri mai frecvent întâlnite în practica inginerescă.

În tabelele 9.1 și 9.2 se dau valorile coeficientului împingerii active K_a respectiv a rezistenței pasive K_p pentru cazul când suprafața de sprijin este verticală ($\theta = 0$) și terenul este orizontal ($\beta = 0$).

Tabela 9.1

[illegible]

Tabela 9.2

[illegible]

9.7. DIAGRAMA PRESIUNILOR

9.7.1. GENERALITĂȚI. DIAGRAMA PRESIUNILOR DATORITĂ GREUTĂȚII PĂMÎNTULUI

Pentru dimensionarea unui zid de sprijin este necesar ca, în afară de mărimea și direcția împingerii, să se cunoască și punctul de aplicație al acesteia și variația presiunilor din împingere pe toată suprafața de sprijin.

Pentru a pune în evidență cele menționate se pleacă de la relația (9.16). Pentru înălțimea z (fig. 9.16) împingerea va fi :

$$E_a(z) = \frac{\gamma_a z^2}{2} K_a, \quad (9.22)$$

iar pentru $z+dz$:

$$E_a(z+dz) = \frac{\gamma_a (z+dz)^2}{2} K_a. \quad (9.22)$$

Din definiția presiunii ca forță pe unitatea de suprafață pentru elementul diferențial considerat (fig. 9.16), se poate scrie :

$$p_z = \frac{E_a(z+dz) - E_a(z)}{dz \cdot 1} = \frac{dE_a}{dz}. \quad (9.23)$$

Rezultă din expresia (9.23) că presiunea este derivata împingerii, adică :

$$p_z = \frac{d}{dz} \left(\frac{\gamma_a z^2}{2} K_a \right) = \gamma_a z K_a. \quad (9.24)$$

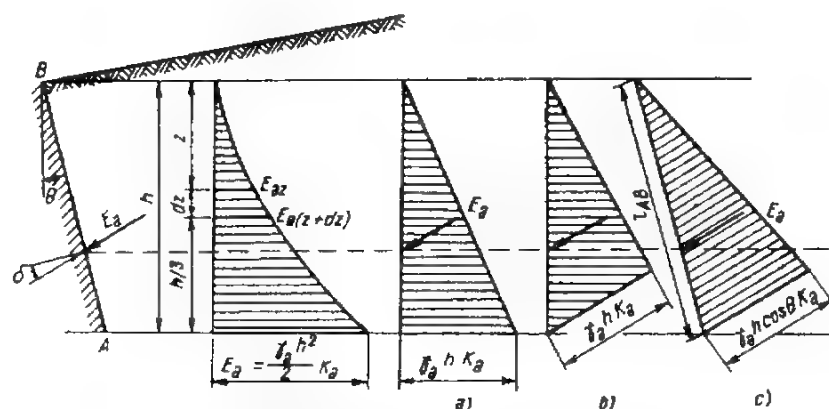


Fig. 9.16. Diagrama de presiuni :

a — reprezentarea presiunii fără a ține seama de direcția împingerii; b — idem, ținând seama și de direcția împingerii; c — idem, direct pe suprafața de sprijin.

Din relația (9.24) reiese că presiunea variază liniar cu înălțimea, diagrama fiind reprezentată printr-un triunghi (fig. 9.16, a). Împingerea E_a , care este rezultanta presiunilor, va acționa la $\frac{1}{3} h$ de la nivelul punctului A.

Acest mod de reprezentare a presiunii nu ține seama de direcția împingerii, care în cazul de față nu este orizontală. O reprezentare a presiunii, care ia în considerare și direcția împingerii, este dată în figura 9.16, b.

Presiunea poate fi dată și pe suprafața de sprijin, a cărei lungime fiind $l_{AB} = \frac{h}{\cos \theta}$, presiunea în punctul A va fi :

$$p'h = \gamma_a h \cos \theta K_a. \quad (9.25)$$

Modul cel mai comod de reprezentare al presiunii este acela din figura 9.16, a, cu mențiunea că direcția împingerii se va lua corespunzător unghiului de frecare și a unghiului de înclinare a suprafeței de sprijin față de verticala θ , ambele unghiuri fiind date prin enunțul problemei.

9.7.2. DIAGRAMA PRESIUNILOR DIN SARCINI UNIFORM DISTRIBUITE

Dacă pe suprafața terenului este aplicată o sarcină distribuită uniform (q în kN/m²), modul cel mai simplu pentru stabilirea diagramei de presiune asupra zidului de sprijin (fig. 9.17) constă în a transforma sarcina uniformă q într-un strat de pământ de aceeași greutate specifică aparentă γ_a ca a terenului din spatele zidului de sprijin. Grosimea i a stratului rezultă din condiția :

$$i\gamma_a = q, \text{ deci } i = \frac{q}{\gamma_a}. \quad (9.26)$$

Se stabilește diagrama de presiuni abc pentru înălțimea $h+i$, dar asupra zidului de sprijin acționează numai împingerea corespunzătoare diagramei trapezoidale $adeb$. Deoarece diagrama triunghiulară fbc corespunde presiunii din greutatea pământului pentru

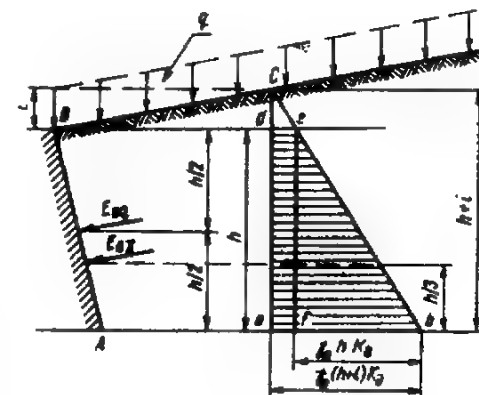


Fig. 9.17. Diagrama de presiuni din sarcini uniform distribuite.

înălțimea h (E_{ap}), diferența, adică diagrama dreptunghiulară *afed* reprezintă împingerea din sarcina uniform distribuită E_{aq} . Fiecare împingere acționează în centrul de greutate al diagramei de presiuni respective (fig. 9.17).

9.7.3. DIAGRAMA PRESIUNILOR DIN SARCINI CONCENTRATE

Dacă pe suprafața terenului, paralel cu zidul de sprijin acționează o sarcină liniar distribuită, această încărcare influențează și ea diagrama presiunii (fig. 9.18, a). Din forța liniar distribuită, partea ce acționează pe 1 m liniar se consideră în calcule (epure) ca o forță concentrată.

Valoarea împingerii rezultată din greutatea pământului și din acțiunea forței concentrate se poate stabili ușor cu ajutorul triunghiului forțelor. La valoarea forței G reprezentând greutatea prisme de teren ABC se adaugă forța P , după care triunghiul forțelor se construiește în mod similar ca la determinarea împingerii din greutatea pământului; unghiul α definește poziția planului de alunecare cel mai periculos, determinat cu una din metodele cunoscute, fără luarea în considerare a forței P . Mărirea împingerii din forța concentrată E_{ap} se determină din triunghiul format prin ducerea unei paralele din extremitatea forței P la direcția E_a (vezi triunghiul forțelor fig. 9.18) :

$$E_{ap} = \frac{P \sin(\alpha - \phi)}{\sin(\phi + \alpha - \phi)} \quad (9.27)$$

Diagrama de presiune din acțiunea forței concentrate se poate determina ușor prin aplicarea unei metode aproximative. Din punctul de aplicație al forței P se duc două drepte, una sub unghiul Φ față de orizon-

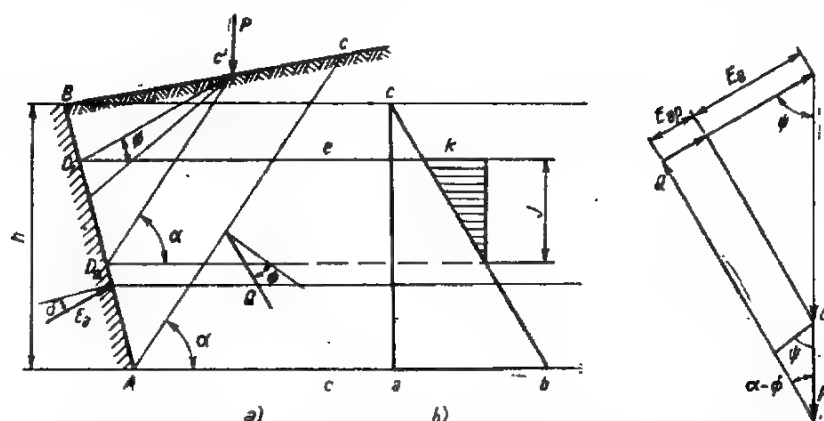


Fig. 9.18. Diagrama de presiuni din sarcină concentrată :
a — construcția grafică; b — diagrama de presiuni; c — poligonul forțelor.

tală, cealaltă sub unghiul α pînă la intersecția cu suprafața de sprijin AB în punctele D_1 respectiv D_2 . Se consideră diagrama de presiune triunghiulară (cu virful în jos avînd înălțimea egală cu distanța, măsurată pe verticală, dintre punctele D_1 și D_2 adică j), iar baza triunghiului k se determină din condiția :

$$E_{ap} = \frac{kj}{2} \quad (9.28)$$

9.7.4. DIAGRAMA PRESIUNILOR PENTRU UN ZID DE SPRIJIN CU SUPRAFAȚA FRÎNTĂ

În toate cazurile tratate, suprafața de sprijin AB a fost considerată plană. Motive de ordin constructiv impun uneori aplicarea unei suprafețe frînte sau curbe. Se dă mai jos modul cum se stabilește diagrama presiunii în aceste cazuri.

Se consideră că paramentul zidului de sprijin este dat de linia frîntă $AA'B$ (fig. 9.19). Pentru suprafața $A'B$ diagrama de presiuni se poate stabili în modul cunoscut și se obține diagrama triunghiulară abc . Pentru a stabili împingerea pe suprafața AA' , se înlocuiește linia frîntă a zidului $AA'B$ cu linia dreaptă AB' , în așa fel ca volumul de pământ din spatele zidului să nu sufere modificare. Diagrama presiunii pentru suprafața AB' este dată de triunghiul $a'b'c'$, din care rămîne valabilă numai suprafața trapezului pe înălțimea h'' . Prin suprapunerea celor două diagrame, pe

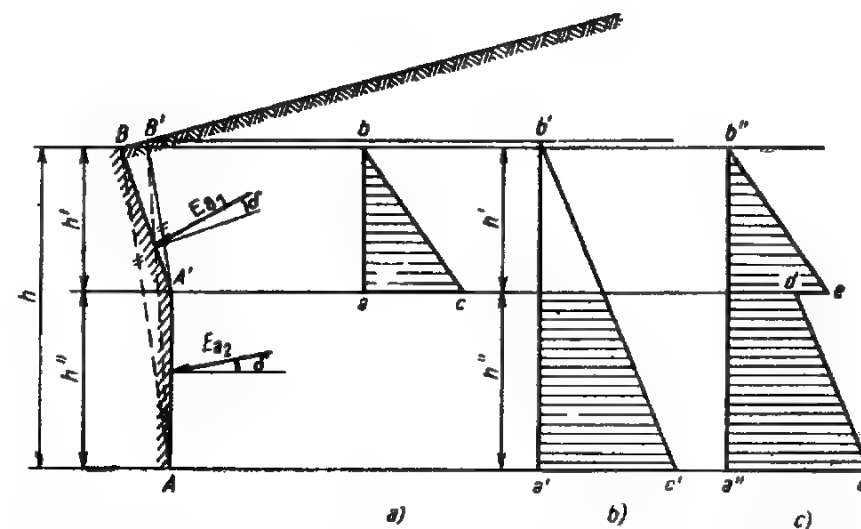


Fig. 9.19. Diagrama de presiuni în cazul unui zid de sprijin cu suprafața frîntă :
a — primul tronson; b — tronsonul al doilea; c — suprapunerea efectelor.

înălțimea h' și h'' , se obține diagrama definitivă $a''b''edc''$. Direcția împingerilor E_{a1} și E_{a2} se stabilește separat pentru suprafețele $A'B$ și AA' .

Dacă zidul de sprijin are suprafața curbă, aceasta se înlocuiește cu un poligon și se aplică metoda arătată mai sus.

9.7.5. DIAGRAMA PRESIUNILOR ÎN CAZUL UNUI TEREN COMPUS DIN MAI MULTE STRATURI

Cînd pămîntul din spatele zidului de sprijin este compus din mai multe straturi cu caracteristici diferite, se construiește, prima dată, în mod obișnuit împingerea și diagrama presiunilor pentru stratul superior; apoi, stratul acesta se înlocuiește cu un strat echivalent ca greutate, dar avînd greutatea specifică aparentă a stratului inferior și se stabilește diagrama totală a presiunii, din care se consideră numai partea corespunzătoare înălțimii stratului inferior.

În figura 9.20 s-au presupus două straturi cu caracteristicile γ_{a1} , Φ_1 , δ_1 și γ_{a2} , Φ_2 , δ_2 . Diagrama presiunii pentru înălțimea h_1 este triunghiul abc .

Calculînd înălțimea stratului înlocuitor în punctele B și D_1 :

$$h'_1 = h_1 \frac{\gamma_{a1}}{\gamma_{a2}} \quad \text{și} \quad h'_i = h_i \frac{\gamma_{a1}}{\gamma_{a2}}, \quad (9.29)$$

se poate trasa nivelul (linia $B'D'_1$) care se ia în considerare la stabilirea diagramei de presiuni pe suprafața AB' . Din diagrama totală $a'b'c'$ se

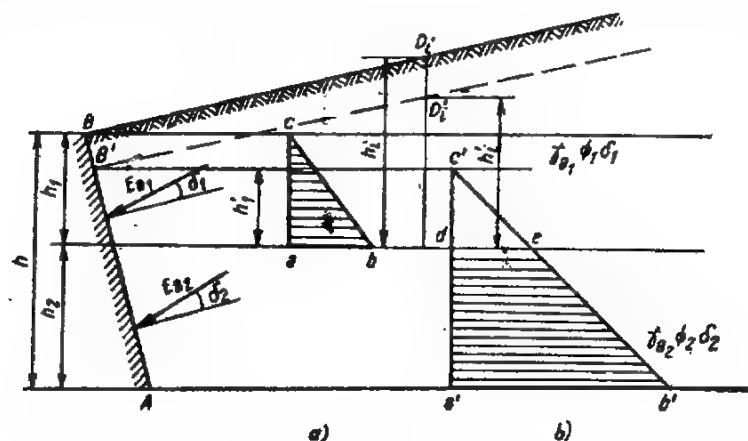


Fig. 9.20. Diagrama de presiuni pentru teren compus din două straturi de pământ:

a — stratul de grosime h_1 ; b — stratul de grosime h_2 .

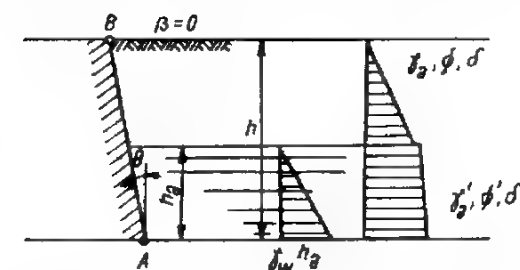


Fig. 9.21. Diagrama de presiuni în cazul cînd apare apa subterană pe înălțimea h_a .

consideră numai trapezul $a'b'ed$. Direcțiile împingerilor E_{a1} și E_{a2} corespunzătoare celor două strate se stabilesc separat luînd în considerare unghiurile de frecare δ_1 și δ_2 .

În mod asemănător se aplică metoda și în cazul mai multor strate.

9.7.6. DIAGRAMA PRESIUNILOR ÎN CAZUL CÎND ÎN SPATELE SUPRAFEȚEI DE SPRIJIN APARE APA SUBTERANĂ

Cînd pe înălțimea h_a (fig. 9.21) apare apa subterană, problema se tratează în mod asemănător cu cazul terenului compus din două strate, deoarece prezența apei modifică valoarea greutății specifice aparente care devine γ' (greutatea specifică aparentă sub apă) și de multe ori și valorile unghiurilor Φ și δ (acestea micșorîndu-se la valorile Φ' și δ').

Valorile unghiurilor Φ' și δ' se determină experimental, iar greutatea specifică aparentă submersată γ' se poate calcula dacă se cunoaște porozitatea n și greutatea specifică γ_s :

$$\gamma' = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w),$$

unde γ_w este greutatea specifică a apei.

La diagrama de presiuni din împingerea pămîntului se adaugă diagrama din împingerea apei asupra suprafeței de sprijin pe înălțimea h_a .

La lucrările de terasamente, problema de bază care se pune, atât la proiectare cât și la execuție, constă în asigurarea stabilității lor. Această stabilitate se asigură fie prin amenajarea terasamentelor sub formă de taluz cu pantă corespunzătoare, fie prin sprijinirea lor cu ajutorul zidurilor de sprijin.

10.1. TALUZURI

10.1.1. GENERALITĂȚI

Amenajarea terasamentelor sub formă de taluz se aplică la unele lucrări cum ar fi: ramblee sau deblee pentru căi ferate și drumuri, diguri și baraje de pământ, canale pentru irigații și desecări etc. (fig. 10.1, a, b, c, d).

După cum arată experiența, taluzurile rambleelor sau debleelor în anumite împrejurări își pot pierde stabilitatea, producându-se desprinderea și alunecarea pământului aflat în taluz spre piciorul acestuia. Acest lucru provoacă întreruperi în exploatarea construcției respective (cale ferată drum, sistem de irigare etc.), iar lucrările de consolidare sînt în general

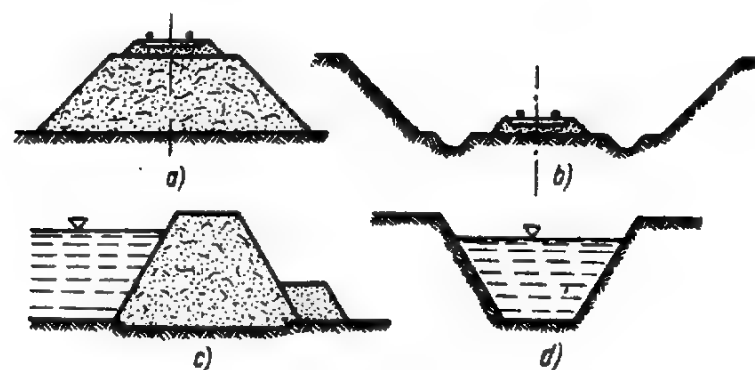


Fig. 10.1. Terasamente amenajate în taluz :
a — rambleu de cale ferată; b — debleu de cale ferată; c — dig de pământ;
d — canal.

costisitoare și greu de executat. De aceea se impune ca atât la proiectare, cât și în timpul exploatării unui taluz, să se țină seama pe cât posibil de toți factorii care ar putea provoca pierderea stabilității lui în timp.

Printre cauzele mai frecvente a căror acțiune duce la alunecarea pământului amenajat sub formă de taluz se pot menționa :

a) Perturbarea condițiilor inițiale de echilibru al taluzului prin executarea unor săpături la baza sa (la piciorul taluzului), fără a lua măsurile necesare restabilirii echilibrului inițial.

b) Schimbarea în timp a unor caracteristici fizice și mecanice (γ_d , Φ , c) ale pământului, datorită influenței unor factori care au început să acționeze ulterior executării terasamentului (inmuierea pământului de la baza taluzului, variația nivelului apelor, vibrații etc).

c) Fenomene de antrenare hidrodinamică provocate de apa care se scurge pe suprafața taluzului, sau a pinzei de apă subterană care iese din taluz.

În ceea ce privește formele sub care are loc alunecarea pământului în cazul pierderii stabilității unui taluz, acestea sînt foarte variate; formele cele mai caracteristice sînt redată sub formă de scheme în figura 10.2, a, b, c, d.

Pentru cazurile redată în figura 10.2, a și b, alunecarea pământului din corpul rambleului, respectiv a debleului, are loc de-a lungul unei suprafețe preexistente de stratificație, sau a unui pat de rocă.

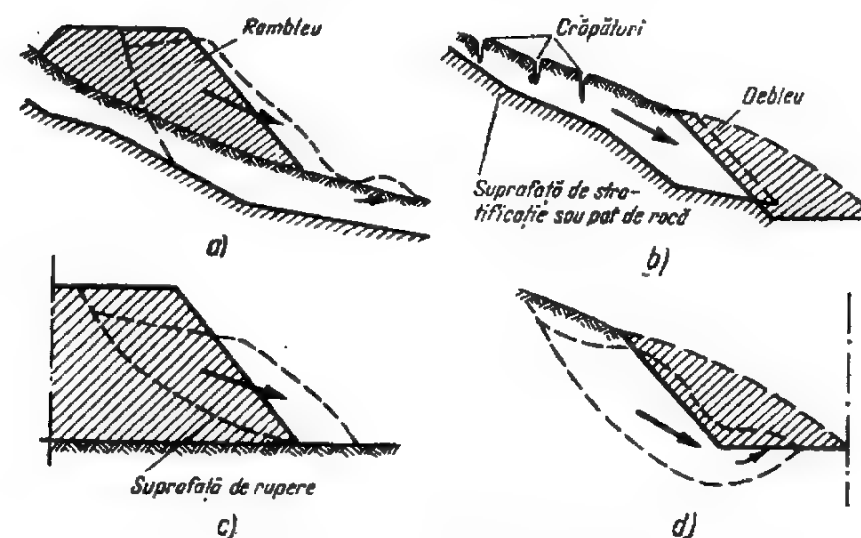


Fig. 10.2. Diverse forme de alunecare a terasamentelor taluzate :
a — alunecarea unui rambleu; b — alunecarea unui debleu; c — rambleu orizontal; d — alunecare dezvoltată în roca de bază.

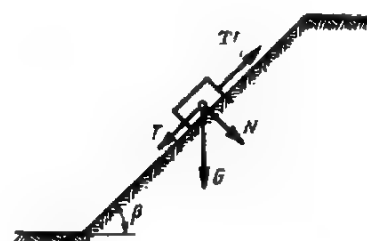


Fig. 10.3. Taluz din nisip (schema de calcul).

În cazul terasamentelor alcătuite din pământuri necoezive, panta pe lângă care taluzul se găsește la limita echilibrului din punct de vedere al stabilității, este cea corespunzătoare unghiului de frecare interioară.

Acest lucru rezultă din analizarea condițiilor de echilibru a unei particule de pământ, de greutate G, de pe suprafața unui taluz de nisip, a cărui unghi de înclinare față de orizontală este β (fig. 10.3). Greutatea G a particulei se descompune în două componente, una paralelă cu taluzul T, cealaltă normală la planul taluzului N:

$$T = G \sin \beta;$$

$$N = G \cos \beta.$$

Forța T tinde să deplaseze particula spre piciorul taluzului. Acestei forțe i se opune forța de frecare T', paralelă cu planul taluzului și direct proporțională cu forța N, prin intermediul coeficientului de frecare u. Frecarea avînd loc între particule de teren, înseamnă că:

$$u = \operatorname{tg} \Phi,$$

iar:

$$T' = uN = G \cos \beta \operatorname{tg} \Phi.$$

Condiția pentru ca particula să fie în echilibru este:

$$T = T'. \quad (10.1)$$

Adică: $G \sin \beta = G \cos \beta \operatorname{tg} \Phi$,

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \Phi, \quad (10.2)$$

sau:

$$\beta = \Phi. \quad (10.3)$$

Deci la limita echilibrului, unghiul de înclinare al taluzului β este egal cu unghiul de frecare interioară al pământului Φ.

Pentru a avea asigurată stabilitatea taluzului se va lua:

$$\beta < \Phi. \quad (10.4)$$

În cazurile redată în figura 10.2, c și d, alunecarea are loc după suprafețe de rupere care se dezvoltă în terenul omogen din corpul terasamentului, în urma depășirii rezistenței la forfecare a pământului.

În oricare din schemele considerate, alunecarea are loc atunci cînd forțele active, care tind să deplaseze masa de pământ pe suprafața de alunecare, sînt mai mari decît forțele pasive care se pot opune acestei mișcări.

Coeficientul de siguranță va fi:

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{\operatorname{tg} \beta} = 1,3 - 1,5. \quad (10.5)$$

La terasamente din pământuri coezive, unghiul de înclinare al taluzului este în funcție de înălțimea terasamentului, precum și de umiditatea pământului. Influența umidității se exercită prin modificarea coeziunii pământului.

Din prisma de pământ care ar putea aluneca după suprafața de alunecare considerată (fig. 10.4), se ia și se studiază echilibrul unui element diferențial de greutate dG, înălțime h și arie dA=ds.1.

Condiția de echilibru pentru acest element diferențial este:

$$dG \sin \beta = dG \cos \beta \operatorname{tg} \Phi + cdA. \quad (10.6)$$

Împărțind relația de mai sus cu dA și avînd în vedere că:

$$\frac{dG}{dA} = \gamma_a h \cos \beta,$$

rezultă:

$$\gamma_a h \cos \beta \sin \beta = \gamma_a h \cos^2 \beta \operatorname{tg} \Phi + c,$$

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma_a h \cos^2 \beta}. \quad (10.7)$$

Analizînd relația obținută (10.7) se observă că:

— pentru $c=0$, $\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \Phi$, adică $\beta = \Phi$; rezultat cunoscut de la analiza echilibrului în cazul pământurilor necoezive;

— dacă h este foarte mic ($h \rightarrow 0$), $\operatorname{tg} \beta \rightarrow \infty$, adică $\beta \rightarrow 90^\circ$; la înălțimi mici, taluzul la pământurile coezive se poate face vertical;

— dacă h este foarte mare ($h \rightarrow \infty$), $\operatorname{tg} \beta \rightarrow \operatorname{tg} \Phi$, adică $\beta \rightarrow \Phi$; la înălțimi mari, înclinarea taluzului se apropie de valoarea unghiului de frecare interioară Φ.

Linia taluzului poate fi stabilită prin calcule succesive. Această linie nu se determină însă la limita echilibrului, ci se consideră afectată de un coeficient de siguranță ($\eta=1,5$), astfel că relația (10.7) se poate scrie:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{\eta} \left(\operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma_a h \cos^2 \beta} \right). \quad (10.8)$$

În practică nu se fac taluzuri cu suprafață curbă, ci plană, de obicei cu o singură înclinare, iar la înălțime mare, cu două sau mai multe înclinări

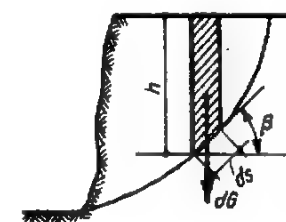


Fig. 10.4. Taluz din pământ coeziv (schemă de calcul).

10.1.2. METODE GRAFO-ANALITICE PENTRU VERIFICAREA STABILITĂȚII TALUZURILOR

Prin observații numeroase, făcute asupra taluzurilor prăbușite, s-a constatat că alunecarea, în cazul pământurilor omogene și când nu există o suprafață de alunecare dinainte formată, se produce după o suprafață cilindrică. S-a stabilit că la pământuri cu un unghi de frecare interioară $\Phi > 5^\circ$, suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului (fig. 10.5). La pământuri cu un unghi de frecare $\Phi \leq 5^\circ$, când sub piciorul taluzului (punctul A) la o mică adâncime există un strat din pământ compact, suprafața de alunecare este de obicei tangentă la acest strat (fig. 10.6).

În cazul când suprafețele de alunecare sînt cilindrice, avînd ca directoare un cerc, metodele folosite pentru verificarea stabilității taluzelor se pot împărți în două mari categorii :

- metode care consideră echilibrul întregului masiv de pământ supus alunecării ;
- metode care impart masivul într-o serie de elemente al căror echilibru se studiază independent.

În cele ce urmează se vor prezenta două din metodele care aparțin celei de a doua categorii : metoda tronsoanelor și metoda fișiiilor.

Metoda tronsoanelor prevede împărțirea masivului de pământ supus alunecării în mai multe tronsoane, studiîndu-se echilibrul întregului ansamblu, pe baza echilibrului fiecărui tronson.

Pentru taluzul AB alcătuit dintr-un pământ cu unghiul de frecare interioară Φ și coeziunea specifică c , se consideră o suprafață cilindrică de alunecare arbitrar aleasă, a cărui cerc director are raza R_1 și centrul O_1 (fig. 10.7).

Prisma de pământ ABC, de grosime unitară (în calcul se consideră 1 m liniar din taluz), se împarte în mai multe tronsoane, analizîndu-se condițiile de echilibru ale fiecărui tronson separat, mergînd din aproape în aproape de la punctul C înspre A. Asupra primului tronson acționează forțele :

- greutatea G_1 în centrul de greutate al tronsonului ;
- forța de coeziune $C_1 = cl_{CD'}$ care se consideră tangentă la arcul CD' și paralelă cu coarda CD' ;

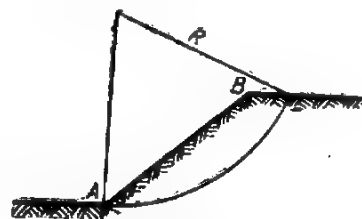


Fig. 10.5. Suprafața de alunecare la pământuri cu $\Phi > 5^\circ$.

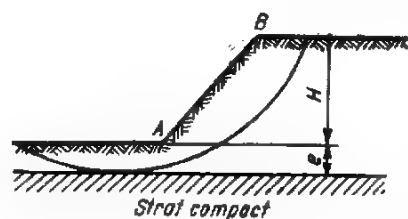


Fig. 10.6. Suprafața de alunecare la pământuri cu $\Phi \leq 5^\circ$.

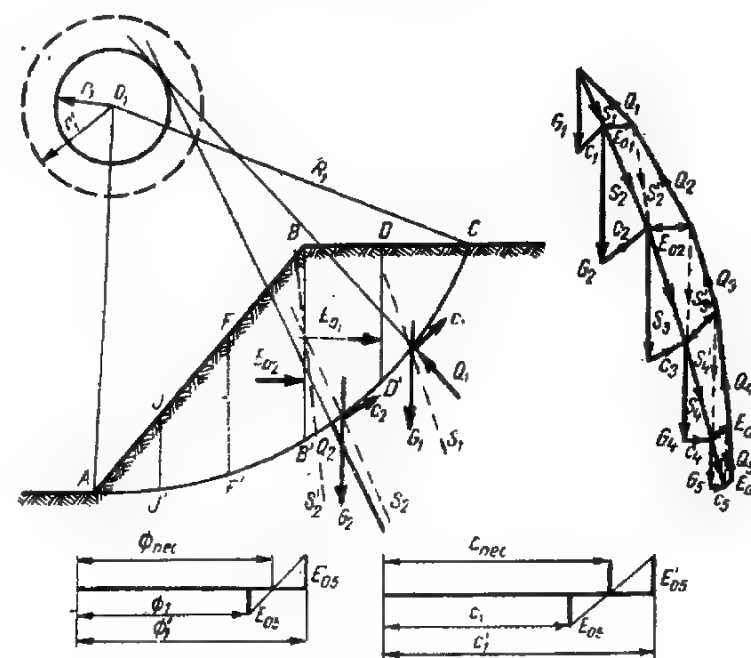


Fig. 10.7. Metoda tronsoanelor (soluție grafică).

— reacțiunea împingerii active E_{a1} de pe suprafața de separație DD' , care acționează la o treime din înălțimea tronsonului față de punctul D' și este paralelă cu suprafața terenului aferentă tronsonului analizat ;

— reacțiunea terenului Q_1 de pe suprafața CD' , a cărei direcție include cu normala la suprafața de alunecare unghiul Φ_1 . Geometric, acest lucru înseamnă că suportul reacțiunii Q va fi tangent la un cerc de rază $r_1 = R_1 \sin \Phi_1$, concentric cu cercul director al suprafeței de alunecare arbitrar alese. Acest cerc poartă denumirea de *cercul de fricțiune*. Cu Φ_1 s-a notat unghiul de frecare interioară considerat în calcul, a cărui valoare pentru prima încercare se ia : $\Phi_1 = 2/3 \Phi_{real}$; cu Φ_{real} notîndu-se unghiul de frecare interioară real al pământului din taluz.

Cu forțele menționate se construiește poligonul forțelor. Forțele G_1 și C_1 cunoscute ca mărime, direcție și punct de aplicație, dau ca rezultat forța auxiliară S_1 , care trece prin punctul lor de intersecție și pentru a realiza echilibrul tronsonului este concurentă cu forțele E_{a1} și Q_1 . Direcția lui Q_1 se determină, ducînd-o prin punctul de intersecție al forțelor S_1 și E_{a1} și tangentă la cercul de rază r_1 . Se completează apoi poligonul forțelor ducînd paralele la direcțiile lui E_{a1} și Q_1 , rezultînd valoarea

rea lui E_{a1} . În continuare se examinează echilibrul celui de al doilea tronson. Asupra acestui tronson acționează următoarele forțe:

- greutatea G_2 cunoscută ca mărime, direcție și punct de aplicație;
- forța de coeziune $C_2 = c l_{B'D'}$, tangentă la arcul $B'D'$ și paralelă cu coarda $B'D'$;
- împingerea activă E_{a1} de pe suprafața DD' , cunoscută de asemenea ca direcție, punct de aplicație și mărime (mărimea a rezultat prin echilibrarea primului tronson);
- reacțiunea împingerii active E_{a2} de pe suprafața BB' , cunoscută ca direcție și punct de aplicație;
- reacțiunea terenului Q_2 de pe suprafața $B'D'$ a cărei direcție este tangentă la cercul de rază $r_1 = R_1 \sin \Phi_1$.

Continuând poligonul forțelor, prin compunerea forțelor G_2 și C_2 rezultă S_2 , iar prin compunerea forței S_2 cu E_{a1} rezultă S'_2 . Rezultanta S_2 , cu direcția obținută în poligon, se duce prin punctul de concurență al forțelor componente G_2 și C_2 de pe tronsoane, iar S'_2 prin punctul de concurență al rezultantei S_2 cu împingere E_{a1} . Prin aceste două compuneri succesive, numărul forțelor care acționează asupra tronsonului al doilea s-au redus la trei: S_2 , E_{a2} și Q_2 . Pentru realizarea echilibrului, aceste trei forțe trebuie să fie concurente. Punctul de concurență este dat de intersecția rezultantei S'_2 cu E_{a2} , a căror poziție și direcție sînt bine precizate pe tronson. Ducînd pe Q_2 prin acest punct și totodată tangentă la cercul de rază $r_1 = R_1 \sin \Phi_1$, rezultă direcția acestei forțe. Revenind în poligonul forțelor, și ducînd prin capetele vectorului S'_2 paralele la direcțiile forțelor E_{a2} și Q_2 precizate pe tronson (adică făcînd echilibru între S'_2 , E_{a2} și Q_2), rezultă mărimea împingerii E_{a2} .

În mod identic se analizează echilibrul tronsoanelor următoare. După echilibrarea ultimului tronson (în cazul de față al cincilea), dacă întreaga prismă de pămînt ABC s-ar găsi în stare de echilibru limită, ar trebui ca poligonul forțelor obținut să se închidă.

Această închidere ar însemna ca cele trei forțe care acționează asupra ultimului tronson, adică: S_5 (rezultanta dintre G_5 și C_5), E_{a4} și Q_5 să formeze un triunghi. În punctul A nu poate să apară o împingere, deci ar trebui ca $E_{a5} = 0$, adică Q_5 să se echilibreze numai cu S'_5 (rezultanta dintre S_5 și E_{a4}). Neîndeplinirea acestei condiții se datorește faptului că valoarea unghiului de frecare Φ_1 considerat în calcul, nu este cea corespunzătoare situației de echilibru limită a prisme ABC . În cazul de față s-a considerat o valoare Φ_1 prea mică, ca atare se va lua o nouă valoare de calcul pentru unghiul de frecare interioară $\Phi'_1 > \Phi_1$, trasînd un nou cerc de fricțiune cu raza $r' = R_1 \sin \Phi'_1$. Repetînd construcția grafică a poligonului forțelor, să presupunem că și-n acest caz poligonul nu se va închide, adică va rezulta în punctul A o valoare a împingerii $E'_{a5} \neq 0$.

Acest lucru înseamnă că nici pe lîngă valoarea Φ'_1 a unghiului de frecare interioară prisma de pămînt ABC , nu se găsește în stare de echilibru limită.

Considerînd că E_{a5} și E'_{a5} au sensuri contrarii, printr-o simplă interpolare grafică (fig. 10.7) se determină valoarea necesară a unghiului de frecare interioară $\Phi_{1 nec}$, pentru care poligonul forțelor se închide ($E_{a5} = 0$), respectiv prisma ABC se găsește la limita echilibrului (dacă E_{a5} și E'_{a5} au același sens se face o extrapolare).

Coefficientul de siguranță la alunecare va fi:

$$\eta_h = \frac{\Phi_{real}}{\Phi_{1 nec}}. \quad (10.9)$$

Valoarea admisibilă a coeficientului de siguranță la alunecare se recomandă a se lua: $\eta_{adm} = 1,5$.

Dacă $\eta_1 \geq \eta_{adm}$, înseamnă că după suprafața de alunecare considerată taluzul nu își pierde stabilitatea, însă cum alegerea ei a fost arbitrară, pot să existe alte suprafețe de alunecare după care taluzul să-și piardă stabilitatea. Datorită acestui fapt se vor considera și alte suprafețe de alunecare, pentru fiecare determinîndu-se valoarea coeficientului de siguranță (η_1 ; η_2 ; $\eta_3 \dots$ etc.). În felul acesta se poate stabili o valoare minimă a coeficientului de siguranță η_{min} . Dacă $\eta_{min} \geq \eta_{adm}$, atunci se poate afirma că taluzul analizat are stabilitatea asigurată.

Pentru taluzurile unor terasamente alcătuite din pămînturi necoezive ($c=0$), principiul metodei grafice de verificare a stabilității este același, cu singura deosebire că asupra tronsoanelor nu mai acționează forța de coeziune C .

Pentru pămînturi coezive care au un unghi de frecare interioară mic, se recomandă stabilirea coeficientului de siguranță cu ajutorul coeziunii. Considerînd două valori de calcul pentru coeziune (c_1 și c'_1) și menținînd constant unghiul de frecare interioară Φ , se fac două încercări, iar prin interpolare grafică (fig. 10.7) se obține c_{nec} , pentru care prisma de pămînt se găsește în stare de echilibru limită (după suprafața de alunecare aleasă). Coeficientul de siguranță la alunecare referitor la coeziune va fi:

$$\eta_c = \frac{c_{real}}{c_{nec}}. \quad (10.10)$$

Această metodă grafică necesită un volum de muncă foarte mare; din această cauză s-a recurs la o serie de simplificări care influențează totuși puțin rezultatele practice. Astfel, prisma de pămînt ABC (fig. 10.8) se împarte într-un număr de fișii înguste (lățime maximă de 1 m) și se admite ipoteza că împingerile care acționează pe fețele laterale ale unei fișii se anulează reciproc fiind egale și de sens contrar.

În literatura de specialitate metoda bazată pe această ipoteză se găsește sub denumirea de *metoda fișiiilor*.

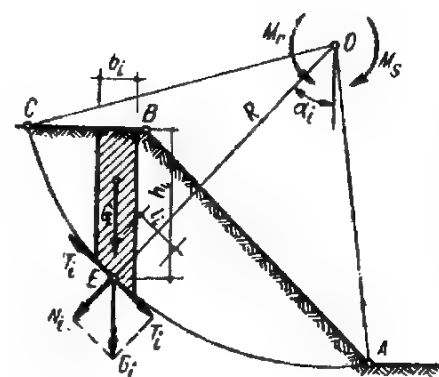


Fig. 10.8. Metoda fișilor.

Lățimile fișilor pot fi diferite, alegându-se în așa fel încît să se simplifice calculul. În cazul cînd pămîntul amenajat în taluz nu este omogen, ci este alcătuit din strate diferite, lățimile fișilor trebuie astfel alese, încît lungimea arcului de bază al fiecărei fișii să fie cuprins într-un singur strat.

Pentru fiecare fișie se determină greutatea G_i , care se consideră că acționează în punctul de intersecție al verticalei centrului de greutate al fișiei, cu suprafața de alunecare.

De asemenea, se măsoară unghiul față de verticală α_i al dreptei care unește centrul cercului director O al suprafeței de alunecare, cu punctul de aplicație al greutății G_i .

Considerînd o fișie oarecare i de lungime unitară, lățime b_i și înălțime medie h_i , greutatea sa va fi :

$$G_i = b_i h_i \gamma_{ad}, \quad (10.11)$$

unde γ_{ad} este greutatea specifică aparentă a pămîntului din fișia i .

Descompunînd greutatea G_i după normala și tangenta în punctul E a arcului corespunzător fișiei i , se obține :

$$N_i = G_i \cos \alpha_i, \quad (10.12)$$

$$T_i = G_i \sin \alpha_i. \quad (10.13)$$

Componenta tangențială T_i constituie forța activă care tinde să producă alunecarea fișiei. Forța pasivă care se opune acestei tendințe de alunecare este compusă din frecarea dată de componenta normală N_i și forța de coeziune corespunzătoare arcului de cerc aferent fișiei respective, avînd valoarea :

$$T'_i = N_i \tan \Phi + c_i = G_i \cos \alpha_i \tan \Phi + c_i. \quad (10.14)$$

Coeficientul de siguranță, corespunzător suprafeței de alunecare considerate, este dat de raportul dintre momentul forțelor care se opun alunecării M_{st} și momentul forțelor care tind să producă alunecarea M_r , ambele luate față de centrul cercului director O al suprafeței de alunecare.

Luînd în considerare toate fișiile, valorile acestor momente sînt date de relațiile :

$$M_{st} = \sum_1^n (N_i \tan \Phi + c_i) R = \sum_1^n (G_i \cos \alpha_i \tan \Phi + c_i) R, \quad (10.15)$$

$$M_r = \sum_1^n T_i R = \sum_1^n G_i \sin \alpha_i R. \quad (10.16)$$

Expresia coeficientului de siguranță la alunecare va fi :

$$\eta = \frac{M_{st}}{M_r} = \frac{R \sum_1^n (N_i \tan \Phi + c_i)}{R \sum_1^n T_i} = \frac{\sum_1^n (G_i \cos \alpha_i \tan \Phi + c_i)}{\sum_1^n G_i \sin \alpha_i}. \quad (10.17)$$

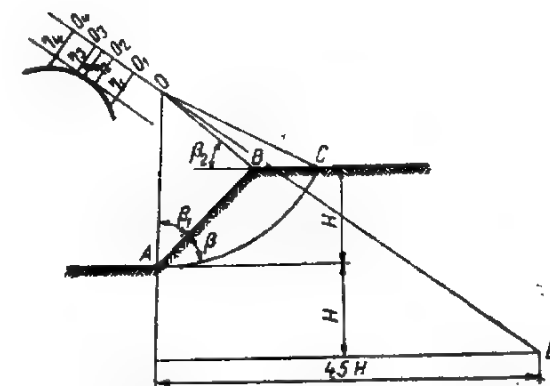
Se calculează valorile coeficientului de siguranță pentru mai multe suprafețe de alunecare considerate, determinînd valoarea minimă a acestuia, care pentru a avea asigurată stabilitatea, trebuie să satisfacă condiția : $\eta_{min} \geq \eta_{adm}$.

În cazul existenței unei stratificații constituită din pămînturi diferite, se poate ține seama de această situație atît la stabilirea greutăților fișilor, prin considerarea greutăților specifice aparente ale diferitelor feluri de pămînturi, cit și la determinarea forțelor pasive, prin adoptarea caracteristicilor mecanice Φ și c proprii pămîntului în care se găsește fiecare element de arc al suprafeței de alunecare.

De asemenea, se poate ține seama de prezența apei subterane, considerînd greutatea pămîntului de sub nivelul apei redusă prin subpresiune.

La toate metodele prezentate, pentru a obține suprafața de alunecare cea mai periculoasă, care dă valoarea cea mai mică a coeficientului de siguranță, este necesar să se facă mai multe încercări. Pe bază de experiență s-au stabilit diferite procedee prin care se poate reduce numărul încercărilor, restringînd domeniul în care se iau centrele cercurilor directoroare ale suprafețelor de alunecare.

Problema este mai simplă atunci cînd pămîntul are practic numai coeziune, adică unghiul de frecare interioară este foarte mic ($\Phi=0$). În acest caz, centrul cercului director al suprafeței de alunecare poate fi stabilit prin intersecția a două drepte (fig. 10.9) ale căror unghiuri

Fig. 10.9. Stabilirea centrului cercului director al suprafeței de alunecare pentru $\Phi=0$ și a dreptei centrelor pentru $\Phi > 0$.

de înclinare față de linia taluzului β_1 , respectiv față de orizontală β_2 , se pot lua din tabela 10.1.

Tabela 10.1

Valorile unghiurilor β_1 și β_2						
$\text{tg } \beta$	1,75 : 1	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 3	1 : 5
β	60°	45°	33°41'	26°34'	18°25'	11°19'
β_1	29°	28°	26°	25°	25°	25°
β_2	40°	37°	35°	35°	35°	37°

Tot printr-un mare număr de încercări s-a stabilit că, atunci când pământul are și rezistență de frecare ($\Phi > 0$), centrul cercului director al suprafeței de alunecare AC se deplasează în sus și lateral față de taluz, după o linie curbă, cu o curbă foarte mică, care se poate înlocui, pentru simplificare, cu dreapta ce trece prin punctele O și D (fig. 10.9). Punctul D se stabilește conform figurii 10.9. În felul acesta s-a determinat o dreaptă pe care se pot lua centrele cercurilor directoare ale suprafețelor de alunecare pentru încercările care se fac.

În cazul când $\Phi \leq 5^\circ$ și există la o mică adâncime sub piciorul taluzului un strat mai consolidat, centrul cercului director al celei mai periculoase suprafețe de alunecare se află decalat cu $R \sin \Phi$ față de verticala care trece prin mijlocul taluzului AB (fig. 10.10).

Cu ajutorul a trei, patru încercări se poate desena curba după care variază valoarea coeficientului de siguranță; ducând o tangentă la curbă paralelă la dreapta OD în primul caz (fig. 10.9), și verticală în al doilea caz (fig. 10.10), se găsește valoarea minimă a coeficientului de siguranță.

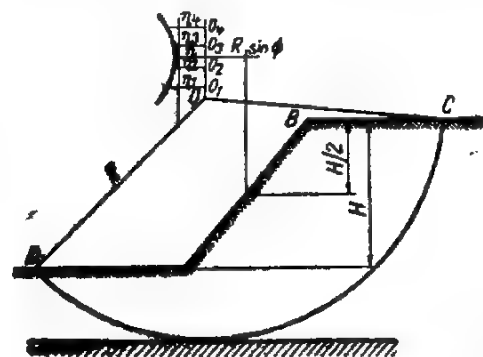


Fig. 10.10. Stabilirea centrului cercului director al suprafeței de alunecare pentru $\Phi \leq 5^\circ$.

10.1.3. STABILIREA PANTEI TALUZULUI CU AJUTORUL TABELELOR ȘI AL GRAFICELOR

Chiar cu simplificările arătate, metodele grafo-analitice necesită un volum mare de muncă, datorită faptului că trebuie analizate mai multe suprafețe de alunecare alese arbitrar. Din această cauză, s-au

introdus tabele și grafice cu ajutorul cărora se poate stabili, mult mai repede, panta necesară a unui taluz în condiții de stabilitate asigurată.

Coeficientul de siguranță se exprimă prin relația :

$$\eta = A \operatorname{tg} \Phi + B \frac{c}{\gamma_a H} \quad (10.18)$$

unde A și B sînt coeficienți care depind de panta taluzului, precum și de adîncimea pînă la stratul compact e, în cazul pămînturilor cu un unghi de frecare interioară redus. În tabela 10.2 sînt date valorile coeficienților A și B, calculate pentru diferite ipoteze.

Tabela 10.2

Valorile coeficienților A și B.

Panta taluzului	Suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului		Suprafața de alunecare trece pe sub piciorul taluzului și are cota orizontală la:							
			$e = \frac{1}{4} H$		$e = \frac{1}{2} H$		$e = H$		$e = \frac{1}{2} H$	
			A	B	A	B	A	B	A	B
1 : 1	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1 : 1,25	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,02	4,43	5,86	5,86	5,80
1 : 1,50	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93	5,94	5,85
1 : 1,75	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1 : 2	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1 : 2,25	3,39	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,90	6,16	6,18	5,98
1 : 2,50	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,03	6,26	6,26	6,02
1 : 2,75	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36	6,34	6,05
1 : 3	3,59	8,81	3,83	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09

Pentru a avea siguranță suficientă, se indică ca în calcul să se introducă caracteristicile pămînturilor (Φ și c) corespunzătoare unei umidități ridicate a pămîntului. Valoarea admisă a coeficientului de siguranță, în cazul aplicării tabelor, se indică a fi :

$$\eta_{adm} = 1,5 - 2,0.$$

O posibilitate și mai rapidă de a stabili panta necesară unui taluz, în condiții de stabilitate asigurată, o constituie folosirea graficelor. În figura 10.11 se prezintă un asemenea grafic, care poate fi folosit în cazul pămînturilor coezive cu unghiul de frecare interioară, cuprins între 0° și 35° .

Graficul din figura 10.11 se utilizează în modul următor : se calculează cu ajutorul greutateii specifice aparente, al coeziunii și înălțimii taluzului expresia $N = \frac{\gamma_a H}{c}$, punctul de intersecție al orizontalei, corespunzătoare

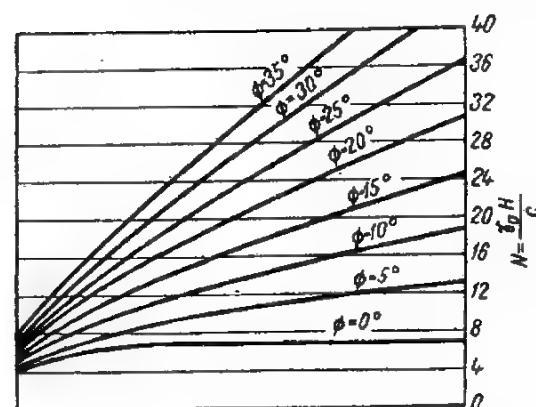


Fig. 10.11. Grafic pentru stabilirea pantei taluzului.

acestei valori, cu linia Φ , unit cu punctul de origine al diagramei dă panta taluzului.

Pentru a avea siguranța cerută, trebuie să se ia în considerare un coeficient de siguranță; în acest scop se folosesc în calcule, în loc de caracteristicile c și $\tan \Phi$, valorile :

$$c' = \frac{c}{\eta} \quad \text{și} \quad (\tan \Phi)' = \frac{\tan \Phi}{\eta} \quad (10.19)$$

10.1.4. ACȚIUNEA APEI ASUPRA STABILITĂȚII TALUZURILOR

Apa își exercită influența asupra terasamentelor amenajate în taluz, atât prin schimbarea în timp a unor caracteristici fizice și mecanice ale pământului, cât și prin acțiunea sa hidrodinamică.

Variația umidității pământului din corpul terasamentului produce creșterea sau micșorarea greutății specifice aparente și prin aceasta modificarea forțelor active care pot provoca alunecarea masivului de pământ.

Astfel prin imbibarea pământului cu apa de suprafață rezultată din precipitații abundente și îndelungate, greutatea specifică aparentă crește, crescând evident și greutatea straturilor de pământ din corpul terasamentului. Creșterea greutății pământului se poate datora și unei coboriri a nivelului apelor subterane, prin care dispăre efectul de subpresiune al apei.

De asemenea, în cazul pământurilor argiloase, prin mărirea umidității se produce o scădere a coeziunii și a unghiului de frecare interioară, adică a rezistenței lor de forfecare. La fel înghețul și dezghețul repetat, produc afinarea pământului și scăderea coeziunii. Toate acestea fac ca forțele pasive, care se opun alunecării să fie mai mici, respectiv stabilitatea taluzului să se reducă.

Efectul hidrodinamic al unui curent de apă. Curgerea apei prin pământul din corpul unui terasament taluzat exercită asupra scheletului solid al pământului o forță de antrenare hidrodinamică. Forța de antrenare hidrodinamică (forța de filtrație) pe unitate de volum de schelet solid are valoarea :

$$j = \gamma_w i, \quad (10.20)$$

în care :

γ_w este greutatea specifică a apei ;

i — gradientul hidraulic.

Influența antrenării hidrodinamice asupra stabilității unui taluz de nisip, a cărui unghi de înclinare cu orizontala este $\beta = \Phi$, se poate urmări în figura 10.12.

Înainte de acțiunea hidrodinamică, linia taluzului stabil la limită AB, făcea cu greutatea G a volumului de pământ unghiul $90^\circ - \Phi$.

Forța de antrenare J , dirijată după tangenta la linie de curent (considerată paralelă cu nivelul liber al apei ce se scurge spre taluz), se compune cu greutatea G , obținându-se rezultanta R . Pentru ca echilibrul taluzului să fie asigurat, rezultanta R trebuie să facă cu linia taluzului tot un unghi egal cu $90^\circ - \Phi$. Acest lucru înseamnă că linia taluzului să se suprapună peste dreapta A_1B_1 , adică să facă cu orizontala un unghi de înclinare $\beta < \Phi$ (fig. 10.12, b).

Pentru simplificarea calculelor se admite că direcția curentului de apă, adică direcția forței de antrenare hidrodinamică, coincide cu direcția taluzului. În acest caz, gradientul hidraulic este :

$$i = \sin \beta. \quad (10.21)$$

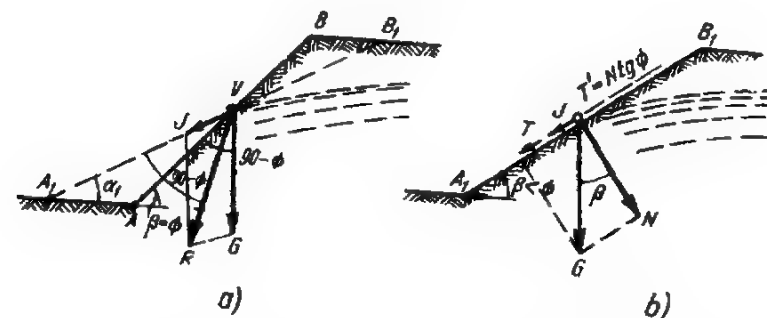
Considerind pe taluz un volum V de pământ, care tinde să alunece, greutatea acestuia este :

$$G = \gamma' V, \quad (10.22)$$

unde γ' este greutatea specifică aparentă a pământului aflat sub apă. Descompunind greutatea G în componentele T și N , se obțin forțele :

$$T = G \sin \beta = \gamma' V \sin \beta ;$$

$$N = G \cos \beta = \gamma' V \cos \beta.$$

Fig. 10.12. Influența acțiunii hidrodinamice asupra unui taluz din nisip :
a — înainte acțiunii hidrodinamice; b — după acțiunea hidrodinamică.

Forța de antrenare hidrodinamică are valoarea :

$$J = jV = \gamma_w iV = \gamma_w V \sin \beta. \quad (10.23)$$

Forțelor T și J , care tind să producă alunecarea, li se opune forța de frecare T' , care la limită are valoarea :

$$T' = N \operatorname{tg} \Phi = \gamma' V \cos \beta \operatorname{tg} \Phi. \quad (10.24)$$

Echilibrul limită este asigurat prin condiția :

$$T + J = T'. \quad (10.25)$$

Înlocuind în condiția (10.25) expresiile forțelor T , J și T' , rezultă :

$$\gamma' V \sin \beta + \gamma_w V \sin \beta = \gamma' V \cos \beta \operatorname{tg} \Phi,$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \operatorname{tg} \Phi. \quad (10.26)$$

Pentru un nisip cu porozitatea $n = 33\%$ și greutatea specifică $\gamma_s = 2,65$, greutatea specifică aparentă submersată are valoarea :

$$\gamma' = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w) = (1 - 0,33)(2,65 - 1) \simeq 1,00;$$

Considerînd și pentru greutatea specifică a apei valoarea $\gamma_w = 1$, rezultă :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \Phi, \quad (10.27)$$

adică, în cazul acțiunii unui curent de apă în lungul unui taluz de nisip, pentru a avea asigurat echilibrul limită, panta taluzului trebuie să fie redusă la aproximativ jumătate din aceea corespunzătoare cazului cînd nu există acțiunea curentului.

Verificarea stabilității unui taluz oarecare, supus acțiunii unui curent de filtrație se poate face cu ajutorul metodei fișilor, considerînd însă în calcul și forța de antrenare hidrodinamică a curentului J .

În figura 10.13 se prezintă un taluz AB străbătut de un curent de apă a cărei suprafață liberă este marcată prin linia DE .

Volumul prisme de pămînt ABC , delimitată prin considerarea suprafeței de alunecare AC , este

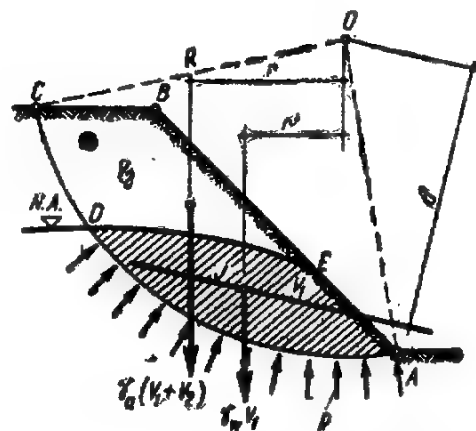


Fig. 10.13. Acțiunea filtrării apei prin taluz.

împărțit de suprafața apei DE în volumul V_1 situat sub apă și volumul V_2 situat deasupra apei. Asupra apei în mișcare prin porii pămîntului cuprins în volumul V_1 acționează următoarele forțe :

— greutatea apei din pori, și forța inversă a subpresiunii a căror rezultantă este $\gamma_w V_1$;

— presiunea în apă de-a lungul suprafeței de alunecare considerată p ;

— rezistența opusă de scheletul solid al pămîntului, la scurgerea apei din pori ($J = \gamma_w iV_1$), dirijată invers direcției de deplasare a apei prin porii pămîntului și acționînd în centrul de greutate al volumului V_1 .

Făcînd momentul acestor forțe în raport cu centrul cercului director al suprafeței de alunecare O , se obține :

$$Jd = \gamma_w V_1 r'. \quad (10.28)$$

Din relația (10.28) rezultă valoarea forței de antrenare J , respectiv momentul acestei forțe față de centrul cercului director al suprafeței de alunecare, fără a fi necesară cunoașterea gradientului hidraulic i . Ținînd seama de acest lucru, prin aplicarea metodei fișilor, coeficientul de siguranță privind stabilitatea unui taluz, la care intervine și efectul hidrodinamic al curentului de apă, se poate calcula cu relația.

$$\eta = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum (N_w \operatorname{tg} \Phi + d) R}{\gamma_a (V_1 + V_2) r - \gamma_w V_1 r' + Jd} = \frac{\sum (N_w \operatorname{tg} \Phi + d) R}{\gamma_a (V_1 + V_2) r}, \quad (10.29)$$

unde :

- N_w reprezintă componentele normale, pe suprafața de alunecare, ale greutateilor fișilor cu luare în considerare a efectului subpresiunii pentru porțiunile de sub nivelul apei ;
- γ_a — greutatea specifică aparentă a pămîntului de deasupra apei.

În concluzie, se poate menționa că valoarea coeficientului de siguranță al stabilității taluzului în cazul cînd intervine efectul unui curent de filtrație, se determină la fel ca și în cazul cînd acest efect lipsește, cu următoarele observații :

a) Momentul de răsturnare M_r se calculează ținînd seama de greutatea integrală a prismei de pămînt supus alunecării ABC , fără a ține seama de efectul de subpresiune a apei.

b) Momentul de stabilitate M_s se calculează luînd în considerare la determinarea greutății prismei de pămînt care alunecă și efectul de subpresiune a apei.

Efectul unei scăderi bruște a nivelului apei în exteriorul taluzului. Uneori nivelul apei reținută de un terasament taluzat poate să varieze brusc datorită unor procese de exploatare sau accidente. Această situație poate interveni în cazul unor construcții cu specific hidrotehnic sau hidro-

ameliorativ, cum ar fi: baraje de pământ, diguri, canale. În astfel de situații, nivelul apei din corpul terasamentului taluzat tinde să urmărească nivelul apei din exterior. La terasamente alcătuite din pământuri cu particule fine, din cauza permeabilității reduse, în primul moment, când nivelul apei din exterior a scăzut, nivelul apei din corpul terasamentului poate fi considerat ca neschimbat.

Aceasta înseamnă că și presiunea apei din porii pământului se păstrează aceeași ca și înainte de scăderea nivelului apei din exterior.

Presiunea apei în pori rămânând neschimbată, înseamnă că nu se schimbă eforturile unitare efective σ' , ceea ce face ca rezistența la forfecare τ a pământului să rămână, de asemenea, neschimbată, având aceeași valoare ca și înainte de scăderea nivelului apei din exterior:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \Phi + c. \quad (10.30)$$

Când nivelul apei din exterior scade, pe înălțimea taluzului corespunzătoare acestei scăderi, dispăre efectul subpresiunii, ceea ce se manifestă printr-o creștere aparentă a greutateii pământului, adică o creștere a forței active care solicită taluzul. Cum rezistența efectivă de forfecare a pământului din taluz rămâne constantă, iar tendința de alunecare este dată de o forță activă mai mare, corespunzătoare greutateii prismei de pământ saturat, înseamnă că stabilitatea taluzului s-a redus.

Pentru a putea ține seama de efectul scăderii bruște a nivelului apei, verificarea stabilității taluzelor, în astfel de situații, se face folosind în calcule unghiul fictiv de frecare interioară Φ' .

În cazul când taluzul se găsește complet sub apă și scăderea nivelului apei corespunde întregii înălțimi a taluzului, valoarea unghiului fictiv de frecare interioară poate fi determinată aproximativ cu relația:

$$\operatorname{tg} \Phi' = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \Phi. \quad (10.31)$$

Dacă taluzul nu este complet sub apă (fig. 10.14), iar scăderea nivelului apei din exterior este parțială, se poate considera aproximativ că:

$$\operatorname{tg} \Phi' = k_1 \operatorname{tg} \Phi, \quad (10.32)$$

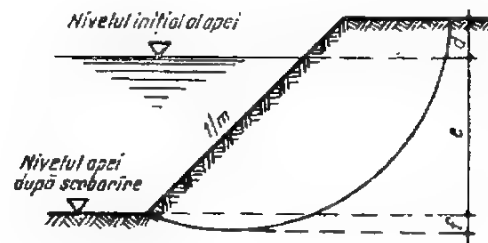


Fig. 10.14. Efectul scăderii nivelului apei din exteriorul taluzului.

unde k_1 este un coeficient a cărui valoare se poate calcula în funcție de mărimile d , e și f (fig. 10.14), cu relația:

$$k_1 = \frac{d + \frac{e}{2} + \frac{f}{2}}{d + e + \frac{f}{2}}. \quad (10.33)$$

10.2. COMPACTAREA TERASAMENTELOR

10.2.1. GENERALITAȚI

Ca material de construcție, pământul servește la executarea terasamentelor de drumuri sau căi ferate, a digurilor sau barajelor de pământ și eventual a unor platforme pe care se așază diverse construcții. În astfel de situații, pământul din corpul terasamentelor trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

— să aibă o rezistență suficientă pentru a putea suporta în condiții de bună stabilitate greutatea sa proprie și eventual a unei construcții așezate pe terasamentul respectiv;

— tasarea pământului trebuie să fie suficient de mică pentru a nu afecta buna exploatare în cazul căilor ferate, drumurilor, digurilor sau canalelor;

— să nu manifeste umflări și contracții excesive la schimbări de umiditate;

— în cazul digurilor, barajelor sau canalelor, permeabilitatea terasamentului trebuie să fie foarte redusă, pentru a putea reține apa.

Rezistența, stabilitatea și permeabilitatea unui terasament depind în mare măsură de proprietățile pământului din corpul său, care la rândul lor sînt în funcție de lucrările de compactare efectuate asupra terasamentului respectiv.

Prin lucrările de compactare a terasamentelor se înțeleg operații manuale sau mecanice, prin care terasamentele se aduc din starea afînată corespunzătoare perioadei de execuție, în starea îndesată. Micșorarea porozității, respectiv ridicarea gradului de îndesare prin compactare, se datorește micșorării golurilor dintre granule.

De calitatea acestor compactări depinde în cea mai mare parte stabilitatea terasamentelor, precum și capacitatea lor portantă, adică mărimea sarcinilor pe care le pot suporta terasamentele, astfel ca deformările produse să nu depășească pe cele admise.

Gradul de compactare al terasamentelor depinde de natura pământului din care este executat terasamentul, de umiditatea lui, precum și de mijloacele cu care se execută compactarea.

Un factor de bază de care depinde calitatea compactării terasamentelor îl constituie umiditatea optimă de compactare, care este în funcție de compoziția granulometrică și mineralogică a pământului utilizat.

Prin *umiditate optimă de compactare* w_{opt} a unui pământ, se înțelege umiditatea pentru care se obține gradul de indesare maxim, sub efectul unui lucru mecanic constant de compactare. Determinarea umidității optime de compactare se face în laborator prin metoda Proctor (STAS 7594-66). Pământul de analizat se amestecă pe rând cu diverse cantități de apă, omogenizându-se și determinându-se umiditățile w_1, w_2, w_3, \dots . De fiecare dată, adică pentru fiecare umiditate, proba se supune compactării sub efectul unui lucru mecanic constant, determinându-se greutatea specifică aparente $\gamma_{a1}, \gamma_{a2}, \dots$ etc.

În funcție de umiditățile w_1, w_2, w_3, \dots , și greutatea specifică aparente corespunzătoare obținute după compactare, se determină greutatea specifică aparente în stare uscată, aplicând relația :

$$\gamma_{d1} = \frac{\gamma_{a1}}{1 + w_1} \quad (10.34)$$

Cu ajutorul mărimilor γ_{d1} și w_1 se trasează curba de variație :

$$\gamma_{d1} = f(w_1),$$

obținută pentru un lucru mecanic constant de compactare (fig. 10.15).

Valoarea umidității corespunzătoare greutății specifice aparente în stare uscată maximă $\gamma_{d_{max}}$, reprezintă umiditatea optimă de compactare w_{opt} a pământului analizat.

Determinarea umidității optime de compactare este necesară pentru a se compara cu umiditatea pământului ce urmează a se compacta, respectiv pentru luarea unor măsuri de aducere a acestui pământ la o umiditate apropiată de umiditatea optimă de compactare. De asemenea, cunoașterea umidității optime de compactare este necesară și pentru alegerea celui mai potrivit utilaj de compactare.

Greutatea specifică aparentă maximă în stare uscată, obținută în laborator prin compactare la umiditatea optimă, este necesară pentru a o compara cu greutatea specifică aparentă în stare uscată obținută pe șan-

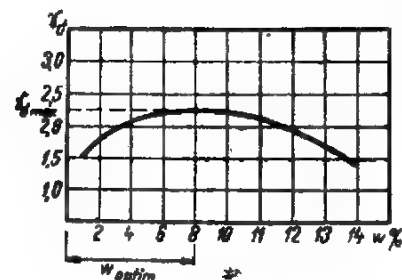


Fig. 10.15. Determinarea umidității optime de compactare.

tier prin compactare cu un utilaj oarecare. Făcând această comparație se poate vedea ce grad de compactare s-a obținut pentru terasamentul executat.

În procesul de execuție al terasamentelor, materialul de construcție folosit (pământul) se așterne în straturi elementare de grosime uniformă, compactându-se fiecare strat în parte pe toată suprafața sa. Indiferent de natura utilajului folosit, compactarea fiecărui strat se va executa începând de la marginea terasamentului înspre mijloc, evitând astfel deplasarea maselor de pământ înspre exterior.

În vederea unei bune compactări și a părților marginale ale terasamentelor, se recomandă ca secțiunile lor transversale să fie executate la început cu lățime mai mare decât cea prevăzută în proiect. La ramblee, revenirea la dimensiunile secțiunii proiectate se face după compactare, prin tăierea surplusului de pământ conform pantei taluzului prevăzută în proiect. Acest surplus de pământ se va folosi în profilul vecin, sau chiar în același profil pentru îndulcirea pantei taluzului la baza terasamentului.

Alegerea utilajului și a metodei de compactare se face în funcție de următorii factori :

- natura terenului și caracteristicile lui fizice și mecanice ;
- volumul terasamentelor ;
- modul de executare al umpluturilor.

Dintre factorii menționați, natura terenului de compactat și caracteristicile fizice și mecanice ale acestuia, au caracter hotărâtor și decisiv în alegerea utilajului și a metodei de compactare.

10.2.2. METODE DE COMPACTARE A TERASAMENTELOR

În funcție de mijloacele folosite, metodele uzuale de compactare a terasamentelor sînt următoarele :

- compactarea prin batere ;
- compactarea cu ajutorul vehiculelor de transport ;
- compactarea prin cilindrare ;
- compactarea prin vibrare ;
- compactarea prin cilindrare combinată cu batere și vibrare.

Compactarea prin batere. Compactarea prin batere se poate face cu ajutorul unor maiuri manuale sau mecanice, sau cu ajutorul unor plăci grele acționate de dragline sau excavatoare. Maiurile manuale sînt din lemn, avînd la partea inferioară (cu care se bate) montată o placă metalică. Greutatea cea mai potrivită a acestor maiuri este de 25—35 daN.

Maiurile manuale se folosesc rar și în general pentru suprafețe și volume de terasamente reduse.

Maiurile mecanice, care se folosesc actualmente pe scară mai largă, sînt utilaje care execută automat salturi la înălțimi de 0,3—0,5 m, cu o frecvență de 50—60 salturi pe minut, denumite și maiuri broască.

Printr-o împingere exercitată manual de către cel care le manevrează, aceste maiuri se pot deplasa orizontal cu 0,15 m la fiecare săritură pe care o fac. Maiurile mecanice au o greutate de 500—1 000 daN și un diametru de 0,6—0,8 m.

Pentru compactarea unor volume mai mici de terasamente, se pot folosi maiuri pneumatice, care au o productivitate de circa 50 m³ pe oră. Cu acest tip de maiuri se pot compacta strate cu grosimi de 20—30 cm.

Compactarea prin batere cu ajutorul plăcilor grele, a căror greutate este de 10—30 kN și suprafața de 0,6—0,8 m, se face prin ridicarea acestora cu ajutorul draglinei sau excavatorului la înălțime de 1,5—2 m și lăsare să cadă liber pe terenul de compactat. Frecvența de batere este 12—16 lovituri pe minut. Fiecare lovitură se suprapune peste locul loviturii precedente, pe o distanță de 2/3 din lățimea plăcii.

Înălțimea de ridicare și numărul de lovituri pe metru pătrat se stabilesc în funcție de natura pământului și grosimea stratului, apreciindu-se un lucru mecanic necesar de compactare de 200—300 kNm/m³. Acest procedeu prezintă avantajul că nu necesită un front larg de lucru și nici depozitarea pământului în strate subțiri.

Compactarea cu ajutorul plăcilor grele se întrebuințează în special la terasamente înalte, pe suprafețe mici și acolo unde se găsesc deja la fața locului dragline sau excavatoare.

Compactarea terasamentelor cu vehicule care transportă pământul. În această categorie intră autovehiculele, tractoarele cu remorci, screperile, buldozerele, grederile și vagonetele.

Această metodă este bună și ieftină, cu condiția ca organizarea lucrărilor să fie astfel făcută, încât să se execute o cât mai bună compactare a terasamentelor, în același timp cu transportul pământului, care nu trebuie să sufere nici o perturbare din această cauză.

Pământul se întinde în rambleu în straturi subțiri pentru ca circulația vehiculelor să nu fie îngreunată prea mult, iar pe de altă parte ca pământul să poată fi ușor compactat.

Pentru a se obține o compactare cât mai uniformă este nevoie ca transporturile să fie dirijate în așa fel, ca să se facă pe toată suprafața rambleului.

În general, procedeu de compactare cu ajutorul vehiculelor va trebui completat și cu alte procedee, ca de exemplu baterea cu maiul, cilindrarea etc., pentru a se compacta și locurile unde nu s-a reușit să se compacteze suficient prin circulația vehiculelor. Pentru reducerea costului lucrărilor de compactare a terasamentelor, utilizarea vehiculelor de transport și ca mijloace de compactare este absolut necesară.

Compactarea prin cilindrare. Pentru compactarea prin cilindrare se folosesc cilindri compresori care pot fi: cilindri compresori cu suprafața lisă, rulouri pe pneuri, cilindri compresori picior de oaie (cu proeminențe).

Efectul de compactare se obține prin trecerea repetată a acestor utilaje pe suprafața supusă compactării, extinzându-se în adâncime pe grosimi

relativ reduse (15—20 cm pentru nisipuri și 25—30 cm pentru pământurile argiloase).

Caracteristic pentru eficacitatea cilindrilor compresori este presiunea pe unitatea de lungime a rulourilor care variază între 50 daN/cm—120 daN/cm.

Cilindrii compresori cu suprafața lisă dau rezultate mai bune la compactarea nisipurilor și balasturilor, adică la pământuri alcătuite din fragmente mai mari.

Utilizarea rulourilor pe pneuri este eficientă pentru compactarea pământurilor fine și în special a nisipurilor.

La compactarea pământurilor argiloase cel mai bine se pretează cilindrii compresori picior de oaie, care, prin presiunea lor specifică mai mare, ca și prin acțiunea de frământare a pământului, produc o îndesare pronunțată a acestuia. Proeminențele acestor cilindrii (picioarele) la prima trecere, se înfig complet în pământ, iar pe măsură ce se efectuează mai multe treceri, înfigerea este tot mai redusă. Dacă această reducere a înfigerii nu are loc, înseamnă că cilindrul utilizat este prea greu și trebuie schimbat. Compactarea obținută după un număr de treceri prin același loc, se consideră bună dacă la ultima trecere, înfigerea proeminențelor de pe suprafața ruloului este de numai 3—5 cm.

Prin compactarea pământurilor prin cilindrare se obțin în general rezultate bune, însă procedeu prezintă o productivitate destul de scăzută, datorită faptului că așezarea pământului trebuie făcută în straturi de grosimi relativ mici, iar numărul de treceri prin același loc este mare.

Compactarea prin vibrare. Metoda compactării prin vibrare este foarte eficientă în cazul pământurilor nisipoase. Sub efectul vibrării, forțele de frecare dintre granulele de nisip scad, permițând acestora să se așeze într-o stare mult mai compactă. S-a constatat experimental că efectul de compactare prin vibrare a nisipului este mult mărit, dacă umiditatea acestuia se apropie de limita de saturație, deoarece în stare de saturare coeziunea aparentă dispare.

Practic, compactările prin vibrare se execută cu ajutorul plăcilor vibrante, a căror productivitate este de circa 2 ori mai mare decât a cilindrilor compresori. În principiu acestea sînt alcătuite dintr-o placă metalică cu o suprafață în plan de 0,5—1,0 m², pe care este montat un vibrator. Plăcile vibrante pot fi deplasate manual sau prin mijloace mecanice. Producerea vibrațiilor de către vibrator se face cu ajutorul a doi excentrici care se rotesc în sens contrar, cu o anumită turație (fig. 10.16). În cazul unei cuplări corespunzătoare, prin rotire cei doi excentrici generează vibrații unidirecționale, în particular verticale.

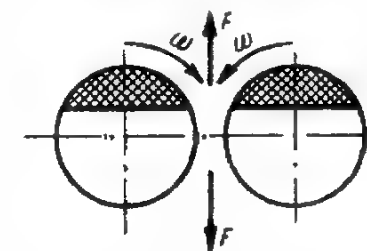


Fig. 10.16. Schema de principiu a unui vibrator cu excentrici.

Experimental s-a constatat că indesarea obținută prin vibrație este în funcție de accelerația vibrațiilor, de presiunea statică (dată de greutatea proprie a utilajului vibrator) precum și de grosimea stratului de compactat. Valorile gradului de indesare I_D , obținute prin încercările experimentale de compactare prin vibrație, se încadrează în limita superioară a grupei *pământ cu indesare medie* și în majoritatea cazurilor în grupa *pământ compact*, ceea ce justifică folosirea vibrațiilor la compactarea pământurilor nisipoase.

Compactarea prin cilindrare combinată cu batere și vibrație. Această metodă combinată de compactare se bazează pe folosirea unor utilaje care pot executa concomitent lucrări de cilindrare, batere și vibrație. În această categorie de utilaje intră: cilindrii compresori vibranți, cilindrii compresori pe pneuri vibrante sau scropere-cilindrii-compresori, care execută atât operația de nivelare cât și cea de compactare a pământului. Cilindrii compresori vibranți au o productivitate de circa 4—5 ori mai ridicată decât cilindrii compresori de aceeași greutate nevibratori.

10.2.3. CONDIȚII TEHNICE DE EXECUȚIE A LUCRĂRILOR DE COMPACTARE

Pentru o bună calitate a lucrărilor de compactare este necesar ca pe șantier să se verifice în continuu pe timpul execuției, gradul de compactare obținut. Această verificare se poate face:

- prin determinarea greutății specifice aparente în stare uscată a pământului compactat;
- pe cale mecanică cu diverse aparate.

Verificarea compactării prin determinarea greutății specifice în stare uscată a pământului. În terasamentul compactat se face o groapă cu latura de 12 cm, din care se extrage pământul. Materialul extras se cântărește imediat pentru a nu i se modifica umiditatea, obținându-se o greutate G . După această primă cântărire în stare umedă, pământul este supus uscării, la foc pe o tavă metalică, cântărindu-se apoi și în stare uscată.

Umiditatea pământului extras va fi:

$$w = \frac{G - G_1}{G_1} 100 [\%], \quad (10.35)$$

unde:

G este greutatea inițială a pământului extras;

G_1 — greutatea pământului extras uscat.

Volumul materialului extras se determină umplind groapa cu nisip uscat. Nisipul se va turna dintr-un vas a cărui greutate împreună cu nisipul din el se cunoaște. După umplerea gropii, se cântărește vasul împreună cu nisipul care a rămas și prin diferență se va stabili greutatea nisipului introdus în groapă. Pentru starea de afinare a nisipului din groapă se va stabili greutatea specifică aparentă. Prin împărțirea greutății nisipului cu care s-a umplut groapa la greutatea sa specifică apa-

rentă, se obține volumul gropii, respectiv a pământului extras din groapă V .

Greutatea specifică aparentă a pământului compactat extras din groapă, corespunzătoare umidității sale w va fi:

$$\gamma_a = \frac{G}{V}. \quad (10.36)$$

Având greutatea specifică aparentă și umiditatea pământului compactat, se poate obține greutatea specifică aparentă în stare uscată efectivă, aplicând relația:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_a}{100 + w} 100 = \frac{G}{V(100 + w)} 100. \quad (10.37)$$

Valoarea greutății specifice aparente în stare uscată efectivă a pământului din corpul terasamentului, determinată pe șantier, se compară cu valoarea maximă determinată în laborator $\gamma_{d \max}$, obținându-se mărimea gradului de compactare realizat în procente $\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} 100 [\%]$.

Verificarea mecanică a compactării. În timpul execuției compactării, verificarea aproximativă, dar expeditivă a gradului de compactare se poate face cu ajutorul penetrometrului model Proctor sau cu a aparatului prezentat în figura 10.17.

Aparatul se compune dintr-o tijă metalică cu diametru de 20 mm, pe care culisează o greutate cilindrică (berbec) de 2,5 daN. Cursa berbecului este limitată în partea superioară de un minier opritor, iar la partea inferioară de o șaibă (nicovală). Cu ajutorul acestui aparat se determină pe șantier adâncimea de pătrundere a tijei în pământul supus compactării, corespunzătoare unui anumit lucru mecanic (adică unui anumit număr de căderi libere a berbecului pe nicovală de la înălțimea minierului opritor).

Având determinată în prealabil adâncimea de pătrundere a tijei sub efectul aceluiași lucru mecanic al berbecului, în pământul respectiv compactat în laborator, prin compararea celor două mărimi ale pătrunderilor, se poate aprecia gradul de compactare realizat pe șantier.

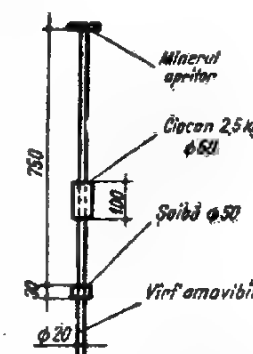


Fig. 10.17. Aparat pentru determinarea gradului de compactare.

10.3. CONSOLIDAREA ȘI PROTEJAREA TERASAMENTELOR

10.3.1. SCOPUL LUCRĂRILOR DE CONSOLIDARE ȘI DE PROTECȚIE ALE TERASAMENTELOR

Sub acțiunea factorilor atmosferici, suprafața terasamentelor și mai ales părțile taluzate sînt supuse unor degradări în timp. Astfel, razele solare, înghețurile și dezghețurile succesive provoacă procese de dezagre-

gare a pământului de pe suprafața terasamentelor. Particulele fine care rezultă din aceste procese de dezagregare sint apoi luate și transportate de vânturi.

Apele meteorice care se scurg pe suprafețele taluzate a terasamentelor antrenează particulele de pământ producând spălări și eroziuni. În cazul unor diguri de pământ sau canale, acțiunea de eroziune se manifestă foarte intens datorită loviturilor produse de valuri. Apele subterane, de asemenea, au acțiune defavorabilă asupra rezistenței și stabilității terasamentelor.

De aceea, rezistența terasamentelor și stabilitatea taluzelor lor, depind nu numai de o bună execuție și de folosirea unui pământ corespunzător, ci și de unele măsuri suplimentare, care au scopul de a proteja terasamentele împotriva acțiunii distructive a factorilor menționați. Acest lucru se realizează prin diverse lucrări de consolidare și protecție.

Lucrările de consolidare și protecție a terasamentelor, utilizate mai frecvent, pot fi împărțite în următoarele grupe principale:

- consolidări prin vegetație: însămînțări de ierburi, plantări de arbuști sau arbori, brăzduri;
- consolidări executate din pământ: acoperirea taluzelor, rambleelor și debleelor executate din pământuri nisipoase fine, cu un strat de argilă;
- consolidări prin cleionaje;
- consolidări cu pereuri;
- consolidări cu fascine și saltele de fascine;
- consolidări prin drenuri.

Alegerea tipului de consolidare sau protecție depinde de forma, dimensiunile și destinația terasamentului ce urmează a fi consolidat, de natura pământului din care este alcătuit terasamentul, de viteza de scurgere a apei, de existența materialelor locale, precum și de alte condiții concrete.

10.3.2. EXECUTAREA LUCRĂRILOR DE CONSOLIDARE ȘI PROTECȚIE ALE TERASAMENTELOR

Lucrările de consolidare și protecție se execută după finisarea completă a suprafeței terasamentului. În cazul debleelor, consolidarea trebuie făcută imediat ce taluzele au fost executate, pentru a evita distrugerea suprafeței acestora chiar de la început. Taluzele rambleelor necompactate trebuie consolidate numai după ce terasamentul s-a tasat, deoarece în caz contrar, în timpul tasării consolidarea va fi distrusă. Dacă execuția rambleului se face concomitent cu compactarea pământului, înseamnă că tasarea sa ulterioară este neînsemnată, ca atare, consolidarea taluzelor se poate face (și se indică) imediat după terminare rambleului.

Consolidarea prin însămînțare cu ierburi. Pe taluzele rambleelor sau debleelor, vegetația poate uneori să apară de la sine. Pentru accelerarea procesului de înierbare, taluzele se însămînțează cu ierburi de pășune. Alegerea plantelor se face în funcție de poziția taluzului față de punctele

cardinale precum și de gradul de umiditate și natura pământului. Dacă pământul taluzului nu asigură o creștere rapidă a vegetației, suprafața sa se acoperă cu un strat de pământ vegetal de 6—10 cm grosime. Pentru menținerea acestui strat de pământ vegetal pe taluz, pe suprafața taluzului se execută în prealabil trepte.

Consolidarea prin brăzduire. Brazdele au grosime de 6—9 cm și dimensiuni de la 25×220 cm până la 50×300 cm. Cînd se folosesc sub formă de fișii, lățimea brazdelor este de cele mai multe ori de 25 cm.

Tăierea și extragerea brazdelor se face dintr-un teren cu ierburi de pășune, iar operația de brăzduire a taluzului trebuie făcută înainte de uscarea lor.

Brăzduirea poate fi continuă sau în fișii. La brăzduirea continuă, brazdele se așază cu marginile suprapuse tăiate oblic (pentru formarea rosturilor închise) și cu rosturi țesute. Fiecare brazdă se fixează pe taluz cu 2—4 țărui de lemn de 20—30 cm lungime și 2—2,5 cm diametru. Brăzduirea în fișii se aplică în general pentru consolidarea taluzurilor din argilă nisipoasă și din nisip argilos. Fișiile de brazde se așază pe taluz înclinate față de orizontală cu un unghi de 45° și dispuse cruciș, formînd niște pătrate cu latura de aproximativ 1,2 m. Suprafața acestor pătrate se acoperă, pe înălțimea brazdelor fișii, cu pământ vegetal care se însămînțează cu ierburi de pășune.

Consolidarea prin cleionaje. La consolidarea taluzelor prin cleionaje se folosesc îngrădături de nuiele așezate cruciș. Îngrăditurile se execută din ramuri de salcie proaspăt tăiate, avînd 5—10 cm grosime și 1 m lungime. Prin încrucișarea acestor gîrdulețe se crează ochiuri cu dimensiuni de la 1×1 m pînă la 1,2×1,2 m, care se umplu cu brazde, cu pereu simplu sau dublu, sau cu anrocamente.

Consolidarea cu pereuri. Pereurile sînt alcătuite, în general, din zidărie uscată de piatră așezată în rînduri paralele pe toată lungimea taluzului. Execuția acestor pereuri se face de jos în sus pe suprafața taluzului. Pereurile de piatră pot fi simple, fiind alcătuite dintr-un singur strat de piatră (fig. 10.18, a), sau duble la care piatra se așază în două strate (fig. 10.18, b).

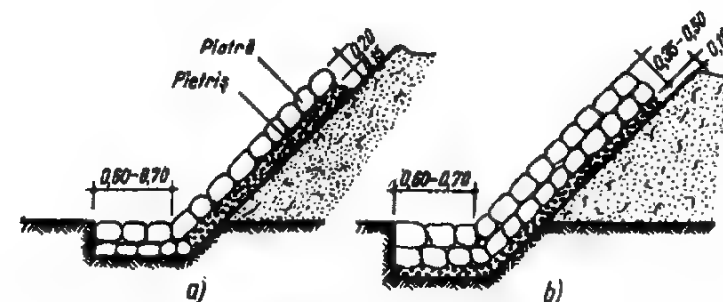


Fig. 10.18. Consolidarea taluzurilor cu pereuri:
a — pereu simplu; b — pereu dublu.

Piatra folosită are dimensiuni 15—25 cm în cazul pereului simplu, iar în cazul pereului dublu în stratul inferior se pune piatra de 20—30 cm. Sub stratele de piatră uneori se aşază un strat de pietriş, iar rosturile dintre pietre în cazul zidăriei uscate se umplu cu materiale rezistente la eroziune: muşchi, piatră mărunţă etc. În unele cazuri se pot aplica pereuri alcătuite din zidărie de piatră cu mortar. La canale, protecţia taluzurilor împotriva apei se poate asigura şi prin pereuri alcătuite din plăci de beton.

Consolidarea taluzelor cu fascine şi saltele de fascine. Acest procedeu se foloseşte la taluzurile de pământ supuse acţiunii valurilor (taluze folosite la regularizări de riuri, canale etc.). Fascinele sau snopii de nuiele se execută din nuiele proaspăt tăiate, cele mai bune fiind nuielele de salcie. Fascinele (snopii de nuiele) se aşază pe taluz orientate cu vârful în sus, iar fixarea se face cu ajutorul unor birne sau suluri de fascine de 10—13 cm grosime şi 10—50 m lungime, dispuse orizontal, care la rîndul lor se fixează de taluz prin ţăruşi. Prin aşezarea fascinelor în mai multe strate se obţin saltele de fascine.

Consolidarea prin drenuri. Drenurile se fac în scopul colectării şi evacuării apelor subterane din corpul terasamentelor. Aceste drenuri trebuie să absoarbă şi să îndepărteze în mod permanent şi cu maximum de eficienţă toate apele care pătrund, care se scurg sau care stagnează în terenul din care este alcătuit terasamentul.

După adîncimea de execuţie, drenurile pot fi :

- drenuri de suprafaţă, care se execută pînă la adîncimea de îngheţ ;
- drenuri de adîncime, executate la adîncimi mai mari.

După modul de executare şi de amplasare, drenurile se clasifică astfel :

- drenuri orizontale ;
- drenuri verticale ;
- drenuri în sistem mixt (combinaţie de drenuri verticale şi orizontale).

Drenurile orizontale pot fi descoperite, sub formă de şanţuri şi rigole, sau acoperite (î închise).

Şanţurile colectează atât apele subterane cît şi apele de suprafaţă. Dacă grosimea stratului permeabil este mică, secţiunea şanţului prin care se evacuează apa se execută în stratul de pământ impermeabil de suport (fig. 10.19), evitînd astfel infiltrarea în pământ a apelor de suprafaţă colectate în şanţ.

Cînd stratul acvifer, adică stratul în care se află apa subterană, are grosime mare, şanţul se va executa pînă la adîncimea necesară pentru coborîrea nivelului acestei ape, iar fundul şi pereţii şanţului, pe înălţimea de scurgere, se protejează prin impermeabilizare (fig. 10.20).

Rigolele sînt mai adînci decît şanţurile. Secţiunea acestora este dreptunghiulară, iar pereţii se realizează din zidărie de piatră sau din plăci

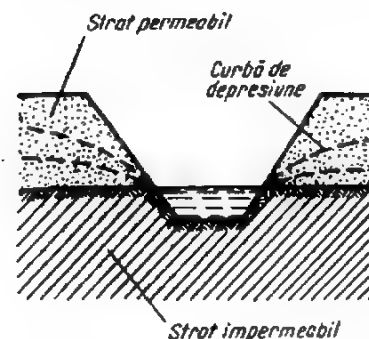


Fig. 10.19. Şanţ drenant încastat în strat impermeabil.

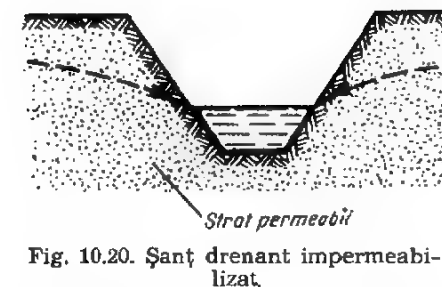


Fig. 10.20. Şanţ drenant impermeabilizat.

prefabricate de beton. În pereţi se prevăd găuri prin care apa din stratul care se drenează intră în rigolă (fig. 10.21).

Pentru a evita pătrunderea în rigolă odată cu apa şi a particulelor fine de pământ, în spatele pereţilor rigolei se plasează un strat de pietriş mărunţ sau din nisip grăunţos.

În cazurile cînd nivelul apelor subterane este la adîncime mare, sînt necesare şanţuri foarte adînci, de aceea, în astfel de situaţii se folosesc drenuri orizontale acoperite.

În principiu, un dren orizontal acoperit constă dintr-un şanţ a cărui adîncime trebuie să coboare în stratul acvifer. Dacă fundul şanţului se încastrează în stratul impermeabil de la baza stratului acvifer, se obţine un dren perfect (fig. 10.22, a). În cazul cînd nu se realizează această încastare (fig. 10.22, b), drenul este imperfect sau plutitor (suspendat).

Drenurile perfecte pot intercepta şi evacua apa de pe întreaga grosime a stratului acvifer, pe cînd cele imperfecte realizează numai o coborîre a nivelului apelor subterane.

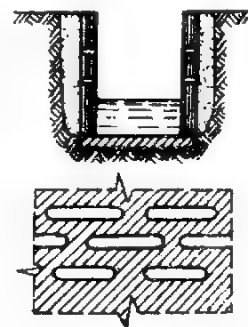


Fig. 10.21. Rigolă drenantă.

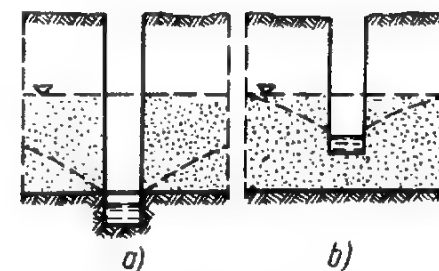


Fig. 10.22. Drenuri :
a — perfect; b — imperfect.

La baza drenului se amenajează dispozitivul de scurgere și de evacuare a apelor colectate, iar deasupra acestuia se așază umplutura drenantă (permeabilă) din corpul drenului (fig. 10.23).

În zona centrală a drenului umplutura poate fi alcătuită dintr-o zidărie de piatră brută, iar spre margini dintr-un strat de pietriș, care are rolul de a împiedica pătrunderea particulelor fine de teren în corpul drenului. Nivelul superior al umpluturii permeabile a drenului trebuie să fie cel puțin la nivelul apelor subterane, sau chiar mai sus, spre a se putea obține o cât mai bună evacuare a acestor ape.

Închiderea drenului la partea superioară se face cu un strat impermeabil de argilă bătută cu o grosime de cel puțin 50 cm. Între stratul impermeabil de închidere al drenului și umplutura drenantă se intercalează un strat sau două (5—10 cm) de brazde întoarse, mușchi, paie sau cedină. Acest strat are rolul de a opri pătrunderea argilei în umplutura drenantă a drenului.

Partea superioară a stratului impermeabil de argilă bătută se execută înclinat, pentru ca apele din precipitații să nu stagneze deasupra drenului, recomandându-se și protejarea ei cu brazde sau chiar pereu.

Închiderea la suprafață a drenurilor orizontale acoperite se poate realiza și printr-un strat de beton, în care se înglobează un pereu din zidărie de piatră (fig. 10.24).

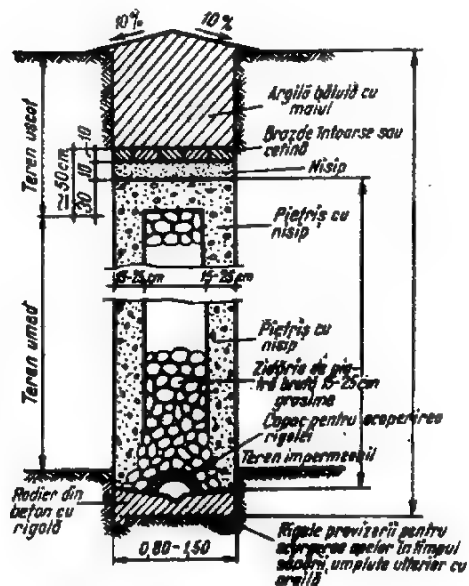


Fig. 10.23. Detaliu de execuție a unui dren orizontal acoperit.

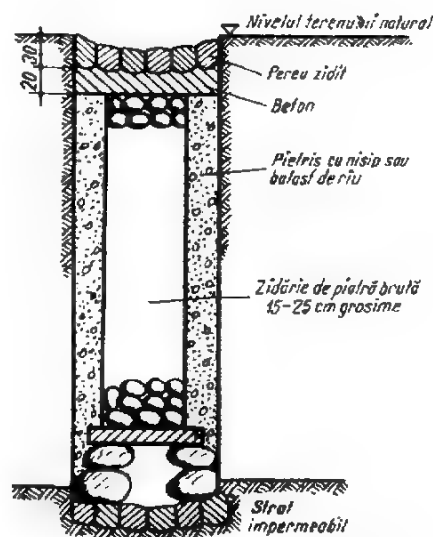


Fig. 10.24. Secțiune transversală printr-un dren orizontal închis cu pereu de zidărie.

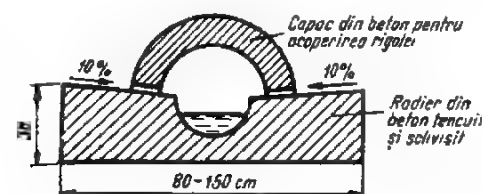


Fig. 10.25. Detaliu de execuție a unui radier de dren.

Dispozitivul de scurgere și evacuare a apei colectate de către dren se amenajează în mod special printr-un radier de beton prevăzut cu o rigolă de secțiune semicirculară, acoperită cu semituburi prefabricate din beton (fig. 10.25).

Apa pătrunde în rigolă prin rosturile de îmbinare a semituburilor pe lungimea drenului, precum și prin rostul dintre acestea și partea superioară a radierului, care se execută cu pante de scurgere înspre rigolă.

Acoperirea rigolei drenului se poate face și cu ajutorul unei zidării uscate de piatră, apa pătrunzând în rigolă prin rosturile dintre pietre (fig. 10.24). În acest caz, radierul cu rigolă se execută din beton sau din zidărie de piatră cu mortar.

Dispozitivul de scurgere și evacuare a apei se poate amenaja și cu diverse tuburi ceramice, din beton, din zidărie de piatră brută etc., sau chiar cu umplutură din materiale pietroase în care se crează o zonă degajată pentru asigurarea scurgerii.

Pentru a se putea controla starea și modul de funcționare al drenurilor orizontale închise, precum și pentru curățirea lor periodică, în anumite puncte pe lungimea lor se construiesc puțuri de vizitare sau de revizie. Aceste puțuri se amplasează la distanță de 50—70 m unul de altul, precum și în toate punctele, unde au loc schimbări de direcție și de pantă a drenului. Puțurile de vizitare se construiesc din zidărie de cărămidă, piatră, beton, sau din tuburi prefabricate de beton, cu secțiune circulară sau pătrată (cu latura de 0,80—1,00 m), fiind prevăzute cu o scară metalică de acces. Fundul puțurilor de vizitare se amenajează întotdeauna cu un radier de beton.

Cea de a doua categorie de drenuri, drenurile verticale, se execută sub formă de puțuri circulare adinci în care se colectează apa. Foarte rar, apa colectată de aceste drenuri este evacuată prin pompare. De obicei, ea este eliminată prin scurgere liberă într-un strat permeabil de teren, situat mai jos decât straturile din care s-a colectat (fig. 10.26). În

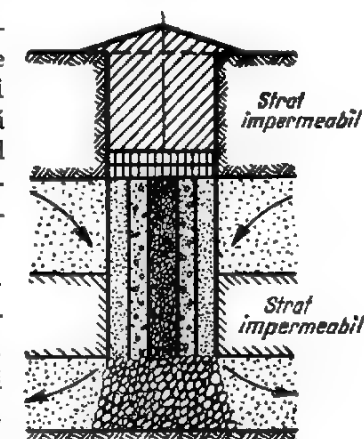


Fig. 10.26. Secțiune transversală printr-un dren vertical (puț absorbant).

acest caz drenurile verticale poartă denumirea de puțuri absorbante sau drenante.

Sistemul mixt de drenaj constă dintr-o rețea de drenuri orizontale, care se descarcă în drenuri verticale. Dacă adâncimea necesară a drenurilor orizontale este mare, ele se pot înlocui cu drenuri executate sub formă de foraje orizontale, în care se plasează tuburi drenante. Pentru executarea acestor foraje orizontale se folosește metoda vibrării. Înlocuirea drenurilor orizontale închise obișnuite, cu drenuri orizontale forate executate prin vibrare, devine deosebit de avantajoasă din punct de vedere tehnic și economic, în special atunci când adâncimea necesară de consolidare este mare. Prin aplicarea acestei soluții se fac economii substanțiale în ceea ce privește volumul de săpătură, consumul de material lemnos pentru sprijiniri, consumul de manoperă etc. Sistemul mixt de drenaj alcătuit din drenuri verticale sub formă de puțuri și drenuri orizontale forate executate prin vibrare, s-a aplicat la lucrările de consolidare a versantului Nord-Est din zona municipiului Suceava.

10.4. ZIDURI DE SPRIJIN

10.4.1. GENERALITĂȚI

În cazul când din lipsă de spațiu, sau din alte motive, stabilitatea terasamentelor nu se poate asigura prin taluze, aceasta se realizează prin sprijinirea lor cu ajutorul zidurilor de sprijin. Zidurile de sprijin sînt construcții ingineresti executate cu scopul de a sprijini o înălțime de pământ, respectiv de a prelua împingerea activă a pământului sprijinit și eventual a apei din spatele lor.

Din punct de vedere constructiv zidurile de sprijin pot fi :

- ziduri de sprijin de greutate ;
- ziduri de sprijin din beton armat (cu secțiuni în formă de cornieră).

După forma secțiunii transversale, zidurile de sprijin de greutate pot fi simple, cu consolă, cu plăci portante, cu stilpi și nișe.

Ziduri de sprijin de greutate simple. Aceste ziduri se pot construi din zidărie uscată, zidărie de piatră sau cărămidă cu mortar, beton ciclopian sau beton simplu. Stabilitatea acestor ziduri este asigurată de greutatea lor proprie, ceea ce denotă că dimensiunile lor sînt destul de mari, fapt care le face uneori neeconomice.

Folosirea lor este indicată în special acolo unde materialul de zidărie se găsește la fața locului.

Formele uzuale ale acestor ziduri se pot urmări în figura 10.27, a, — g.

Ziduri de sprijin de greutate cu consolă. La înălțimi de sprijin mai mari, pentru a reduce dimensiunile zidului de sprijin, pe paramentul dinspre pământ se prevede o consolă de descărcare sau chiar două console (fig. 10.28). Această consolă pe de o parte reduce mărimea împingerii ac-

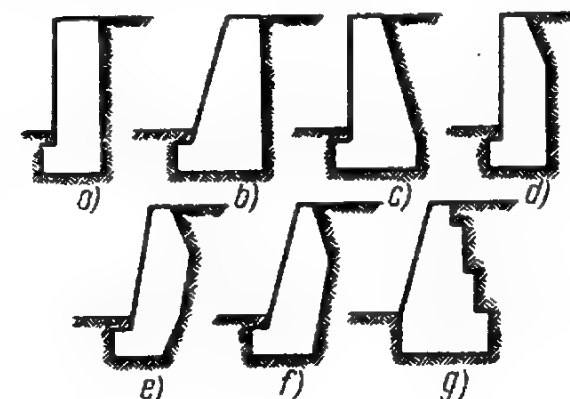


Fig. 10.27. Ziduri de sprijin de greutate simple :

a, b — suprafața de sprijin verticală; c, d, e, f — suprafața de sprijin poligonală; g — suprafața de sprijin în trepte.

tive a pământului, iar pe de altă parte mărește stabilitatea zidului, care va fi asigurată atât de greutatea proprie a zidului cît și a pământului de pe consolă.

Ziduri de sprijin de greutate cu plăci portante (de descărcare). Rolul plăcilor portante la aceste ziduri este același cu al consolelor de descărcare, adică de reducere a împingerii, respectiv de mărire a stabilității. Aceste plăci sînt din beton armat, ele rezemînd cu un capăt pe o treaptă practică pe suprafața de sprijin a zidului, iar cu celălalt capăt pe teren (fig. 10.29). Lățimea b de rezemare pe teren se poate considera :

$$b = \frac{1}{3}(l-a), \quad (10.38)$$

unde :

l — este lungimea plăcii ;

a — lățimea de rezemare pe zid.

Greutatea G_p a pământului de pe placă, inclusiv greutatea proprie a plăcii, se transmite zidului și terenului prin forțele A și B . Forța A sporește în mod hotărîtor stabilitatea zidului de sprijin.

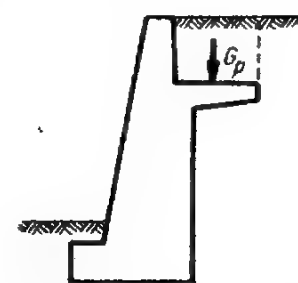


Fig. 10.28. Zid de sprijin de greutate cu consolă.

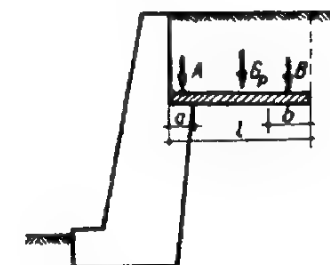


Fig. 10.29. Zid de sprijin de greutate cu placă portantă.

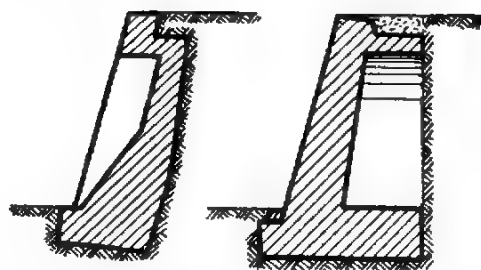


Fig. 10.30. Ziduri de sprijin de greutate cu stilpi și nișe.

Ziduri de sprijin de greutate cu stilpi și nișe. La zidurile de sprijin din zidărie sau beton se poate economisi material prin construirea unor nișe despărțite prin stilpi. Atât stilpii cu secțiune mai mare, cât și pereții nișelor se sprijină pe o fundație cu secțiune constantă. Partea superioară a acestor nișe este acoperită fie cu o placă din beton armat, fie cu bolți din zidărie sau beton (fig. 10.30).

Nișele pot fi create pe partea exterioară a zidului sau pe partea dinspre teren. Prima soluție se aplică din motive arhitectonice, pentru a da un aspect estetic unor construcții a căror structură cuprind și ziduri de sprijin. Stabilirea împingerii pentru acest caz nu se deosebește de cazul obișnuit, întrucât suprafața de sprijin a pământului este continuă pe toată lungimea zidului.

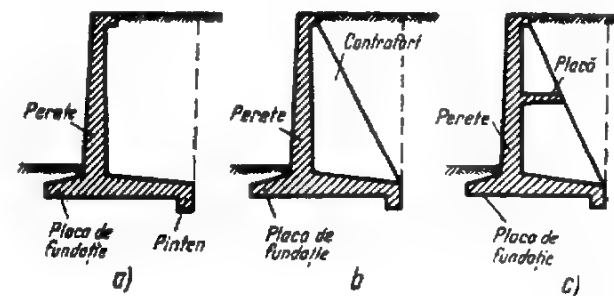
În cazul nișelor executate pe partea dinspre teren a zidului, placa de acoperire a lor contribuie la reducerea împingerii active a pământului asemănător unei console de descărcare.

Ziduri de sprijin din beton armat. Aceste ziduri executându-se din beton armat, au secțiunea transversală mult mai redusă decât cele de greutate. Secțiunea transversală a acestor ziduri este alcătuită constructiv dintr-o placă de fundație în care este încastat peretele frontal. Forma cea mai simplă a secțiunii unui zid din beton armat este prezentată în figura 10.31, a, care se folosește pentru înălțimi mai reduse. Pentru înălțimi mai mari se utilizează ziduri cu contraforți, la care se asigură o legătură suplimentară între placă și peretele frontal prin intermediul unor nervuri (contraforți, dispuse transversal la distanța de 3—4 m (fig. 10.31, b). La ziduri înalte, în afară de contraforți, se prevăd plăci (console) de descărcare, pentru reducerea efectului împingerii pământului asupra peretelui frontal (fig. 10.31, c).

Stabilitatea zidurilor de sprijin din beton armat este asigurată de greutatea proprie și de greutatea pământului care se găsește pe porțiunea din spate a plăcii de fundație. Placa de fundație se prevede constructiv cu un pînten, care mărește stabilitatea la alunecare a zidului, iar partea superioară a peretelui frontal cu o grindă de rigidizare.

Fig. 10.31. Ziduri de sprijin din beton armat :

a — tip cornieră; b — cu contraforți; c — cu contraforți și placă de descărcare.



10.4.2. NOTIUNI DE PROIECTAREA ȘI DIMENSIONAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN

La proiectarea unui zid de sprijin se pleacă de la analiza condițiilor concrete de teren, pe baza unui profil geotehnic transversal, din care rezultă înălțimea de pământ ce trebuie sprijinită, natura, respectiv caracteristicile fizice și mecanice ale terenului de sprijinit și a celui din adâncime, precum și nivelul apelor subterane.

Având la bază aceste date, la proiectarea unui zid de sprijin apar următoarele etape :

- stabilirea formei zidului și a materialului din care se execută, respectiv alegerea dimensiunilor secțiunii transversale, alegere ce se face având în vedere înălțimea de sprijinit, cota terenului bun de fundare, precum și alte lucrări similare executate ;

- calculul împingerii pământului și a diagramei de presiuni din împingerea pământului și eventual a apei pe zidul de sprijin ales, calcul care se face conform celor arătate în capitolul 9 ;

- calculul de dimensionare a zidului de sprijin.

Având alese dimensiunile zidului și determinată mărimea împingerii pământului care acționează asupra sa, se trece în continuare la dimensionare, care constă în verificarea acestor dimensiuni din două condiții :

- din condiția de rezistență a terenului de fundare ;
- din condiția de rezistență a materialului din care este executat zidul.

Verificarea din condiția de rezistență a terenului constă în determinarea presiunii efective pe teren sub fundația zidului, care se compară cu presiunea admisibilă, respectiv în determinarea coeficienților de stabilitate a zidului la alunecare și răsturnare.

Verificarea din condiția de rezistență a materialului, pentru zidurile de sprijin de greutate, constă în determinarea eforturilor în diverse secțiuni orizontale prin corpul zidului ; eforturi a căror mărime nu trebuie să depășească rezistențele admisibile ale materialului din care se execută zidul.

Pentru calcul se ia un tronson de 1 m din lungimea zidului de sprijin și se stabilesc toate forțele care acționează asupra lui. La zidul de sprijin

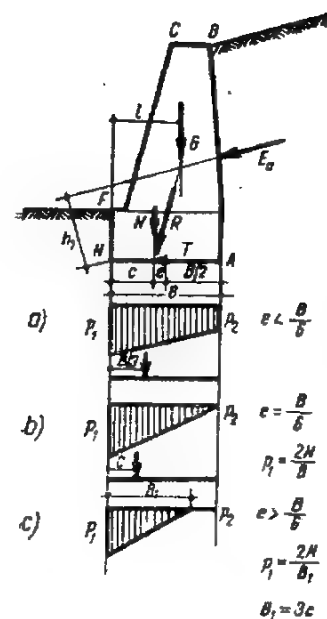


Fig. 10.32. Calculul presiunilor efective pe teren la un zid de sprijin :

a — rezultanta în simbul central; b — rezultanta la marginea simbului central; c — rezultanta în afara simbului central.

fundația zidului (fig. 10.32, c), înseamnă că transmiterea încărcărilor de la zid la teren nu se face prin toată suprafața în plan a fundației ($S=B$), ci numai prin intermediul așa zisei zone active, a cărei lățime este :

$$B_1 = 3c, \quad (10.40)$$

unde $c = \frac{B}{2} - e$ reprezintă distanța punctului de aplicație al forței N până la muchia cea mai apropiată a fundației.

Presiunea efectivă maximă, în acest caz, se va calcula cu relația :

$$p_1 = \frac{2N}{B_1} = \frac{2}{3} \frac{N}{c}. \quad (10.41)$$

Pentru ca dimensiunile zidului alese să fie bune, trebuie să fie îndeplinită următoarea condiție :

$$p_1 \leq 1,2 p_a, \quad (10.42)$$

unde p_a reprezintă presiunea admisibilă a terenului de fundație pentru sarcini fundamentale centrice.

de greutate din figura 10.32, s-a considerat că acționează asupra sa numai greutatea proprie G și impingerea activă a pământului E_a .

Compunind pe G cu E_a se obține rezultanta R și punctul ei de aplicație pe suprafața de contact AH (dintre zid și teren). Rezultanta R se descompune într-o componentă normală N și una tangențială T .

Presiunea efectivă pe teren sub fundația zidului de sprijin se determină aplicând relația :

$$p_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad (10.39)$$

unde :

B este lățimea fundației zidului ;
 e — excentricitatea forței N față de mijlocul fundației.

În funcție de mărimea excentricității e pot să apară cele trei tipuri de diagrame de presiuni prezentate în figura 10.32, a, b, c. În cazul cînd $e > \frac{B}{6}$, adică atunci cînd rezultanta forțelor cade în afara simbului central, sub fundația zidului apar și eforturi de întindere ($p_2 < 0$), care nu pot să fie preluate; deoi sub fundația zidului aceste eforturi de întindere nu trebuie să apară.

Admițînd numai eforturi de compresiune sub fundația zidului (fig. 10.32, c), înseamnă că transmiterea încărcărilor de la zid la teren nu se face prin toată suprafața în plan a fundației ($S=B$), ci numai prin intermediul așa zisei zone active, a cărei lățime este :

În privința stabilității la alunecare se cere ca :

$$\eta = \frac{N \operatorname{tg} \delta}{T} \geq \eta_{adm}, \quad (10.43)$$

unde :

$\operatorname{tg} \delta = u$ este coeficientul de frecare dintre zid și teren (tab. 10.3) ;

η_{adm} — coeficientul de siguranță admis (tab. 10.4).

Tabela 10.3

Valorile coeficientului de frecare u .

Argilă și gis-turi argiloase plastice	Argile și gis-turi argiloase tari	Argile nisipoase, nisipuri argiloase	Nisipuri	Pietrișuri și bolovănișuri	Stîncă compactă
0,25	0,30	0,30	0,40	0,50	0,60

Tabela 10.4

Valorile coeficientului de siguranță la alunecare.

Categoria construcției*	I	II	III	IV
Încărcări fundamentale	1,30	1,20	1,15	1,10
Încărcări extraordinare	1,10	1,10	1,05	1,05

* Categoriile sînt date conform STAS 4273-61.

Stabilitatea la alunecare se poate spori printr-o înclinare a tălpii fundației cu un unghi față de orizontală de maxim 10° , sau prin prevederea unui pinten la talpa fundației zidului.

Stabilitatea la răsturnare este asigurată dacă :

$$\eta = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5, \quad (10.44)$$

unde :

M_s este momentul de stabilitate dat de forțele care, față de muchia inferioară din față a fundației, dau un moment de rotire înspre terenul sprijinit ;

M_r — momentul de răsturnare dat de forțele care, față de aceeași muchie, dau un moment de rotire spre fața liberă a zidului.

În cazul schemei de calcul din figura 10.32 cele două momente au valorile :

$$M_s = Gl \quad \text{și} \quad M_r = E_a h_1.$$

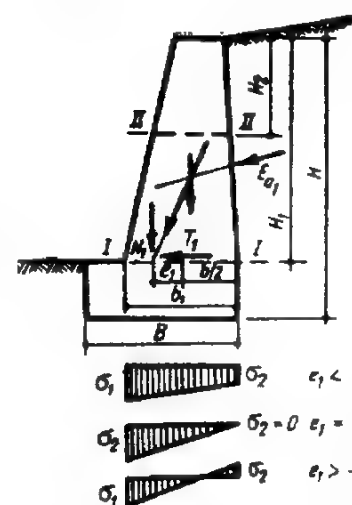


Fig. 10.33. Calculul eforturilor într-o secțiune curentă a unui zid de sprijin de greutate.

În cazul când condițiile de verificare arătate mai sus nu sînt satisfăcute, dimensiunile zidului se modifică în consecință pînă la satisfacerea acestor condiții, după care se face verificarea din condiția de rezistență a materialului. Secțiunea orizontală în care trebuie verificate întotdeauna eforturile ce iau naștere în zid, este cea de la nivelul de separație a fundației de elevația zidului (secțiunea I—I, fig. 10.33).

Eforturile din secțiunea I—I a zidului de sprijin de greutate din figura 10.33 sînt generate de greutatea G_1 și împingerea activă E_{a1} , corespunzătoare înălțimii H_1 (de la coronament pînă la secțiunea de calcul I—I).

Valoarea acestor eforturi se determină cu aceeași relație ca și presiunile efective pe teren; cu notațiile din figura 10.33 relația are forma:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_1}{b_1} \left(1 \pm \frac{6e_1}{b_1} \right), \quad (10.45)$$

unde:

- N_1 este componenta rezultantei R_1 , normală pe secțiunea I—I;
- e_1 — excentricitatea componentei N_1 față de mijlocul secțiunii I—I;
- b_1 — lățimea secțiunii I—I.

În funcție de mărimea excentricității e_1 , în secțiunea de calcul considerată pot să rezulte numai eforturi de compresiune (pentru $e_1 \leq \frac{b_1}{6}$),

sau eforturi de compresiune și întindere (cazul $e_1 > \frac{b_1}{6}$).

Dacă mărimea eforturilor (de compresiune sau întindere) sînt mai mici decît rezistențele admisibile ale materialului din care se execută zidul (beton simplu, zidărie etc.), înseamnă că dimensiunile alese pentru secțiunea transversală a zidului sînt bune.

În afară de această verificare a eforturilor de compresiune sau întindere din încoviere, se indică a se face și verificarea eforturilor de forfecare τ_{ef} , conform relației:

$$\tau_{ef} = \frac{T_1}{b_1 \cdot l} \leq \tau_{adm}, \quad (10.46)$$

unde: T_1 este componenta tangențială a rezultantei R_1 , pentru secțiunea de calcul I—I.

La ziduri cu înălțime mică este suficient ca verificarea din condiția de rezistență a materialului să se facă numai în secțiunea de la nivelul inferior al elevației zidului (I—I). Pentru ziduri cu înălțime mai mare se recomandă a se face această verificare și în alte secțiuni orizontale, considerate la diverse înălțimi față de coronament (II—II, III—III), luînd în calcul de fiecare dată numai încărcările aferente secțiunii respective.

Verificarea din condiția de rezistență a terenului pentru zidurile de sprijin din beton armat este identică cu cea a zidurilor de greutate. Dimensionarea din condiția de rezistență a materialului, la aceste ziduri, constă în calculul armăturii, adică armarea elementelor componente (perete, placa de fundație, contraforți).

Peretele frontal al zidului tip cornieră (fig. 10.31, a) se dimensionează la împingerea activă a pămîntului, considerîndu-l, din punct de vedere static, ca o consolă încastrată în placa de fundație. Porțiunea plăcii de fundație din fața peretelui frontal se consideră încastrată în perete și acționată de reacțiunea terenului de fundare, echivalentă ca mărime cu presiunea efectivă. La dimensionarea plăcii de fundație dinspre teren, care se consideră tot o consolă încastrată în perete, trebuie luate în considerare ca încărcări, atît reacțiunea terenului de fundare cît și greutatea pămîntului de deasupra ei, făcîndu-se diferite ipoteze de încărcare. Această porțiune a plăcii de fundație se armează dublu.

La zidurile de beton armat cu contraforți (fig. 10.31, b), peretele frontal și porțiunea dinspre teren a plăcii de fundație se consideră în calcul pentru dimensionare ca o grindă continuă rezemată pe contraforți. Contrafortul se consideră o consolă încastrată în placa de fundație, fiind încărcat cu valoarea împingerii pămîntului corespunzătoare distanței dintre doi contraforți.

10.4.3. MĂSURI CONSTRUCTIVE PENTRU REDUCEREA ÎMPINGERII PĂMÎNTULUI ȘI DE EXECUȚIE A ZIDURILOR DE SPRIJIN

Printre măsurile constructive de reducere a mărimii împingerii active a pămîntului asupra zidurilor de sprijin, se pot menționa următoarele:

- folosirea umpluturilor de descărcare;
- utilizarea zidurilor de sprijin cu console sau plăci de descărcare.

Folosirea umpluturilor de descărcare. Pentru ziduri de sprijin înalte se ivește necesitatea de a reduce mărimea împingerii active a pămîntului, în scopul evitării unor dimensiuni prea mari a secțiunii zidului. În acest scop, în spatele zidului se introduce umplutură din piatră spartă sau anrocamente (fig. 10.34) care, avînd un unghi de frecare interioară ridicat ($40-45^\circ$) reduc în mod considerabil împingerea activă asupra zidului.

Procedeul se aplică mai frecvent în cazul zidurilor de chei, la construcțiile portuare fluviale sau maritime.

Utilizarea zidurilor de sprijin cu console sau plăci de descărcare. Diagrama de presiuni din împingerea pămîntului asupra unui zid de sprijin

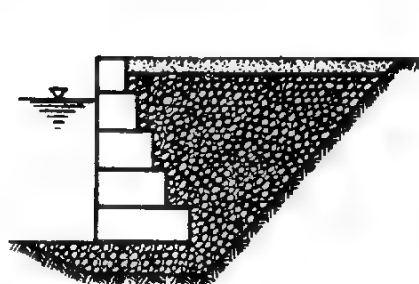


Fig. 10.34. Zid de sprijin cu umplură de descărcare.

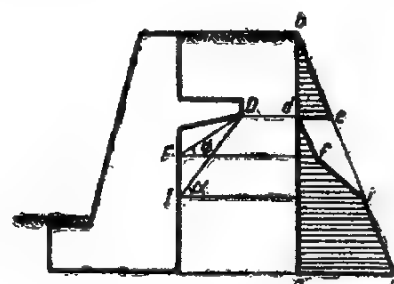


Fig. 10.35. Reducerea împingerii la un zid de sprijin cu consolă.

cu consolă (fig. 10.35) se reduce cu suprafața $dfied$, față de diagrama de presiune abc corespunzătoare unui zid de aceeași înălțime, dar fără consolă.

Pentru reducerea diagramei de presiuni, din capătul consolei se duc dreptele DF și DI , care includ cu orizontale unghiurile Φ și α (α reprezintă unghiul planului de rupere).

La nivelul punctului D , adică imediat sub consolă, presiunea din împingerea pământului este zero, iar pe înălțimea DF are o variație liniară, fiind dată numai de pământul de sub consolă.

La nivelul punctului I , influența consolei nu se mai resimte, ca atare mărimea ordonatei de presiune este identică cu cea corespunzătoare zidului fără consolă.

Pe înălțimea FI , în mod acoperitor se poate considera variația liniară obținută prin unirea punctelor f și i .

În acest mod se obține diagrama de presiuni redusă $acifdeb$, a cărei suprafață dă mărimea împingerii active, corespunzătoare zidului de sprijin cu consolă.

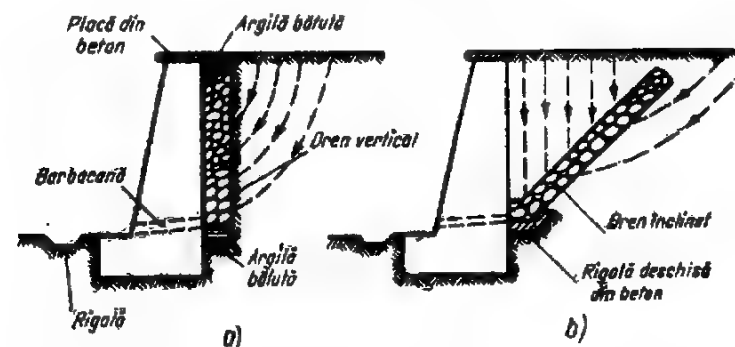
Consolele de descărcare se fac din beton armat, fiind încastrate în corpul zidului și dimensionate la momentul încovoietor dat de greutatea pământului ce reazemă pe ele.

Ca măsuri constructive la execuția zidurilor de sprijin se menționează :

- protejarea coronamentului și a paramentului văzut al zidurilor ;
- drenarea apelor de infiltrație din spatele zidurilor ;
- prevederea unor rosturi verticale de dilatație pe lungimea zidurilor.

Coronamentul zidurilor de sprijin constituie partea cea mai expusă acțiunii de degradare a diversilor factori externi. De aceea, coronamentul se protejează prin acoperire cu dale de beton sau piatră naturală, sau cu placă continuă de beton de calitate superioară turnată monolit. Elementelor de protecție a coronamentului li se asigură o anumită pantă, astfel încât apele de suprafață să se scurgă spre exterior.

Paramentul văzut al zidurilor de sprijin din beton poate fi lăsat netratat în cazul unei cofrări și turnări îngrijite. În general, se prevede însă alcătuirea paramentului văzut dintr-un beton de suprafață cu dozaj mai

Fig. 10.36. Drenarea apelor de infiltrație la zidurile de sprijin :
a — dren vertical; b — dren înclinat.

ridicat, care se prelucrează prin buciardare. La ziduri care sprijină terasamentele unor căi de comunicații importante (autostrăzi, drumuri, căi ferate etc.) se obișnuiește deseori ca paramentul văzut să fie placat cu piatră naturală, prelucrată, sau cărămidă. Înclinarea obișnuită a paramentului văzut variază între 10 : 1 și 5 : 1, putând coborî până la 4 : 1. Din motive arhitectonice sau constructive se pot face și ziduri cu parament vertical.

Pentru asigurarea scurgerii apelor infiltrate în terenul din spatele zidurilor, se execută drenuri din piatră brută (fig. 10.36). Drenurile pot fi verticale, fiind executate în imediata vecinătate a paramentului zidului (fig. 10.36). Lățimea drenului este în funcție de înălțimea zidului și permeabilitatea terenului, variind între 50 și 80 cm. La partea superioară și la baza drenului se prevede câte un strat de argilă bătută. Stratul de argilă bătută de la partea superioară a drenului are rolul de a opri pătrunderea apelor de suprafață în dren, iar cel de la baza drenului de a nu permite infiltrarea apei colectate de dren sub fundația zidului de sprijin. Apă colectată de dren se elimină prin barbacane (orificii cu Φ 10—15 cm), care sînt prevăzute în zid pe lungimea sa la 3—5 m distanță. Prin aceste barbacane apa este dirijată în șanțuri sau rigole deschise care se amenajează în fața zidurilor de sprijin.

În locul stratului de argilă bătută de la baza drenului, poate fi prevăzută o rigolă din beton simplu, care merge în lungul zidului, debușînd din loc în loc în barbacane.

În cazul unor infiltrații mai abundente și pentru pămînturi coezive este mai indicată soluția de dren înclinat (fig. 10.36, b), evitînd astfel presiunea hidrodynamică asupra zidului, care în cazul drenului vertical (fig. 10.36, a) se adaugă împingerii active a pămîntului.

Zidurile de sprijin sînt construcții a căror lungime este mare în comparație cu celelalte dimensiuni. Pentru a nu se produce fisurări, din cauza schimbărilor de temperatură sau a unor tasări inegale în cazul cînd tere-

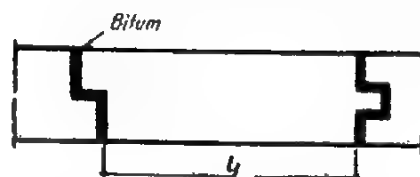


Fig. 10.37. Rosturi de dilatație la zidurile de sprijin.

nul de fundație este eterogen, este necesar ca la proiectare, respectiv execuție, să se prevadă rosturi de dilatație, care totodată sînt și rosturi de tasare (fig. 10.37).

La zidurile de sprijin de greutate, care sînt nearmate, distanța dintre rosturi l_1 este de circa 6—10 m. Dacă zidurile sînt orientate spre nord și nu sînt expuse razelor solare în mod direct, această distanță se poate majora la 15 m. La zidurile de beton armat, distanța dintre rosturi este mai mare, putîndu-se lua de 20—40 m.

11. PROBLEME DE PROIECTARE ȘI EXECUTARE A FUNDAȚILOR

11.1. CLASIFICAREA FUNDAȚILOR

Fundația este acea parte a construcției care transmite terenului sarcinile totale ale construcției, inclusiv greutatea sa proprie, în condițiile necesare de siguranță. Fundațiile trebuie astfel proiectate, încît pe de o parte presiunile repartizate terenului de fundație să nu provoace ruperea și cedarea laterală a pămîntului solicitat, iar pe de altă parte, tasările fundațiilor rezultate din deformarea pămîntului să fie cît mai uniforme și să nu depășească anumite limite admisibile, precizate pentru construcția respectivă. Pentru a putea proiecta și executa fundațiile unei construcții este necesar să se cunoască următoarele aspecte :

- dimensiunile construcției ;
 - sarcinile permanente, utile și accidentale care acționează asupra construcției precum și combinarea acestor sarcini în ipotezele cele mai defavorabile ;
 - stratificația terenului de fundație cercetîndu-se natura straturilor componente, caracteristicile fizico-mecanice, nivelul și natura apelor subterane în perioadele de secetă sau timp ploios ;
 - solicitările pe suprafețele de contact dintre construcție și pămînt ;
 - caracteristicile mecanice ale materialelor din care se execută fundația ;
 - factorii exteriori care pot influența stabilitatea fundației (acțiunea apelor de suprafață, alunecări de terenuri, construcții învecinate etc.).
- Ținînd seama de aspectele amintite, inginerul proiectant al fundațiilor unei construcții are de rezolvat următoarele probleme :
- stabilirea sistemului de fundații ;
 - stabilirea adîncimii de fundare ;
 - determinarea presiunii admisibile și evaluarea posibilităților de stabilitate pentru stratul de fundare ales ;
 - determinarea dimensiunilor fundației ;
 - procedeele de lucru prin care se asigură executarea săpăturilor și a fundațiilor în cele mai bune condiții tehnico-economice.

Pe baza considerentelor arătate, sistemele de fundații pot fi grupate în modul următor :

— După adâncimea de fundare.

a) *Fundații de mică adâncime zise și fundații directe sau de suprafață.* Aceste fundații sînt așezate direct pe straturile corespunzătoare de fundare. Săpăturile sînt executate cu sau fără sprijiniri, iar în cazul prezenței apei subterane se recurge la evacuarea ei.

b) *Fundații de mare adâncime.* Acestea se fundează prin intermediul unor elemente de construcții speciale (piloți, coloane, chesoane etc.) intrucit stratul bun de fundare se găsește la adâncime mare.

— După nivelul apelor subterane :

a) *Fundații executate la uscat,* adică fundații la care cota de fundare se află deasupra nivelului apei sau apa se poate evacua, coborîndu-i astfel nivelul.

b) *Fundații executate sub apă.* În această categorie intră fundațiile la care nu se poate elimina prezența apei.

— După forma lor în plan :

a) *Fundații izolate.*

b) *Fundații continue (în fișie)* folosite sub ziduri.

c) *Fundații continue sub stâlpi* folosite îndeosebi la sarcini mari și pe pămînturi slabe.

d) *Fundații grătar* formate din rețele de grinzi continue, încrucișate, în nodurile cărora reazemă stîlpii. Acest sistem se folosește îndeosebi în cazul pămînturilor slabe și la sarcini mari.

e) *Fundații radier general,* care sînt asemănătoare unor planșee inversate, unde sarcinile construcției sînt transmise pe întreaga suprafață a radierului. Ele se folosesc la terenuri slabe de fundare și încărcări foarte mari (silozuri, buncăre etc.).

— După modul de execuție.

a) *Fundații executate la fața locului,* adică direct în groapa de fundație.

b) *Fundații prefabricate,* adică fundații ce se execută într-o întreprindere de prefabricate sau pe o pistă special amenajată și apoi sînt transportate și montate la fața locului.

— După materialul întrebuintat.

a) *Fundații din cărămidă.*

b) *Fundații din piatră.*

c) *Fundații din beton simplu.*

d) *Fundații din beton armat.*

— După modul de transmitere a sarcinilor terenului de fundație.

a) *Fundații rigide,* la care se iau în considerare numai solicitările la compresiune, cele de întindere din încovoiere și de forfecare fiind neglijabil de mici.

b) *Fundații elastice* care se dimensionează la încovoiere și forfecare și se execută din beton armat.

c) *Fundații elastice pe mediu elastic ;* la acest tip de fundații pentru stabilirea diagramei de presiuni se iau în considerare și deformațiile terenului de fundație.

d) *Fundații încastrate elastic în teren,* la care se consideră și reacțiunile de pe suprafețele laterale ale fundației.

11.2. ALEGEREA COTEI DE FUNDARE

Alegerea cotei de fundare este una din problemele de bază ale geotehnicii. Factorii care determină această alegere sînt multipli, ei putînd fi grupați în trei categorii și anume :

a) *Factorii atmosferici și exteriori,* care pînă la o anumită adâncime pot influența stabilitatea stratelor de fundare, cum sînt variațiile de temperatură, înghețul-dezghețul, precipitațiile atmosferice, infiltrațiile, viteza apelor curgătoare etc.

b) *Condiții funcționale ale construcțiilor.*

c) *Caracteristicile mecanice ale terenului,* care determină capacitatea portantă a stratelor de pămînt.

Factorii atmosferici și exteriori sînt hotărîtori în alegerea unei adîncimi minime de fundare, care nu poate fi redusă chiar dacă la o cotă superioară s-ar găsi strate corespunzătoare din punct de vedere al rezistenței lor.

Înghețul dar mai ales dezghețul prezintă uneori un pericol pentru fundațiile construcțiilor, din cauza variației de volum a terenului pe care o provoacă în jurul fundației. La unele terenuri, această variație de volum este neînsemnată, la altele este mare din cauza formării lentilelor de gheață.

Pietrișurile și nisipurile sînt considerate ca nepericuloase la îngheț. Pămînturile care în compoziția lor granulometrică au granule cu $d \leq 0,02$ mm, adică pămînturile din categoria prafurilor cu un puternic efect capilar, chiar dacă procentul acestor granule este mic, de numai 3%—10%, sînt periculoase la îngheț. Față de acest pericol, fundațiile construcțiilor se apără prin stabilirea cotei de fundare sub nivelul de îngheț și prin amenajarea terenului în jurul construcției (trotoare, rigole, canalizare etc.), cu scopul de a nu permite infiltrarea apelor de suprafață în regiunea fundației.

Cînd fundațiile se construiesc în albiile apelor curgătoare, cota minimă de fundare este dictată de necesitatea de a exclude pericolul de afuiere.

Construcțiile așezate în albiile apelor curgătoare, cum sînt pilele și culeele podurilor, formează obstacole pentru curgerea apei, curenții de apă din jurul lor favorizînd afuierea terenului. Din acest motiv, fundația tre-

buie adâncită pînă la o cotă la care se evită afuierea. Stabilirea adîncimii minime de fundare se face ținînd seama de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului din albie, de adîncimea și viteza apei curgătoare corespunzătoare nivelului maxim al apelor. Adîncimea de fundare poate să atingă valori, în terenuri afuiabile, pînă la de cinci ori adîncimea maximă a apelor.

Adîncimea minimă de fundare se mai stabilește și în funcție de nevoile impuse de exploatarea construcțiilor. La construcțiile civile și industriale apare uneori necesitatea de a construi subsoluri; pentru depozitele magazinelor, pentru instalația de încălzire centrală, pentru așezarea diferitelor mașini și utilaje etc. După stabilirea adîncimii minime de fundare, dictată de factorii amintiți mai sus, se poate proceda la determinarea adîncimii fundației, impusă de condițiile capacității portante a terenului. Din acest punct de vedere, în mod obișnuit, se caută stratul cel mai rezistent din zona care poate fi luată în considerare. Dar avînd în vedere că adîncimea de fundare este impusă și de tasarea construcției, trebuie să se țină seama și de caracteristicile mecanice ale tuturor stratelor din zona activă a fundației. Nu totdeauna o fundație așezată pe un strat rezistent, la o adîncime mai mare, reprezintă soluția optimă, chiar și numai din punct de vedere tehnic. Cînd la oarecare adîncime, sub un strat rezistent se găsește un strat de pămînt deformabil, este posibil ca nivelul acestuia să fie hotărîtor în alegerea cotei de fundare. Trebuie să se fixeze adîncimea de fundare în așa fel, ca pînă la nivelul acestui strat, presiunile transmise de stratele superioare să scadă la valoarea admisă de stratul deformabil, atît din punct de vedere al rezistenței cit și al tasărilor. În asemenea cazuri este de preferat a așeza fundația la o cotă mai ridicată.

La alegerea cotei de fundare, în cazul fundațiilor directe, pe cit este posibil se evită fundarea sub nivelul apelor subterane. În felul acesta se elimină lucrările costisitoare de evacuarea apelor din incinta săpăturilor. În asemenea cazuri, este indicat uneori să se așeze fundația pe un strat de mai mică rezistență, deci să se admită o fundație cu suprafață mai mare.

Cunoașterea nivelului apelor subterane, variația nivelului lor în funcție de anotimpuri este necesară și din cauză că apa subterană, prin forța ascensională, influențează condițiile de echilibru ale construcțiilor și din motivul că unele elemente ale fundației, cum sînt de exemplu piloții din lemn, pentru a fi protejați împotriva putrezirii, trebuie așezați în așa fel ca în permanență să se găsească sub nivelul apelor freatice.

Cunoașterea nivelului apelor subterane este necesară și pentru a putea prevedea izolații hidrofuge.

Alegerea cotei de fundare optime, care în multe cazuri impune diferite soluții în ce privește tipul fundației, este o problemă complexă, care poate fi rezolvată, în cele mai multe cazuri, numai prin calcule comparative, luînd în considerare mai multe variante posibile.

11.3. MATERIALE FOLOSITE LA EXECUTAREA FUNDAȚIILOR

Dacă se ține seama că fundația unei construcții are scopul de a prelua, în condiții bune de rezistență și stabilitate, sarcinile construcției și a le preda în aceleași condiții terenului de fundație, materialele folosite la executarea fundațiilor trebuie să corespundă, în primul rînd, din punct de vedere al rezistenței. Fundațiile construcțiilor au un volum relativ mare, din acest motiv este necesar să corespundă și din punct de vedere al prețului de cost, pentru a putea realiza construcțiile în condiții economice cît mai avantajoase. De aceea este indicat să se folosească materialele ce se găsesc în regiunea respectivă. La aprecierea posibilității de utilizare a diferitelor materiale pentru fundații trebuie avută în vedere și durabilitatea lor. Fundațiile sînt așezate sub nivelul terenului într-un mediu umed, uneori chiar sub nivelul apelor subterane. După construirea lor, fundațiile sînt acoperite cu pămînt, fără posibilitatea de a putea fi întreținute, cum se poate face în mod curent la părțile construcțiilor situate deasupra terenului. Fundațiile trebuie executate în așa fel și din astfel de material, încît fără nici o lucrare de întreținere, să corespundă, pe toată durata de utilizare a construcției respective. Orice lucrări de reparare, de îmbunătățire a fundațiilor sînt foarte greoaie și foarte costisitoare (subzidiri, consolidări etc.) și se aplică numai în condiții excepționale.

Materialele principale utilizate la executarea fundațiilor sînt: lemnul, betonul și oțelul.

11.3.1. LEMNUL

La lucrările de fundații se poate folosi lemnul de brad și de stejar. Folosirea lemnului, și mai ales a lemnului de stejar, pentru fundații devine tot mai neeconomică din cauza întrebuintării lui în condiții mai avantajoase în alte domenii.

În cazul lucrărilor de fundații cu caracter definitiv, lemnul trebuie introdus sub nivelul apelor subterane deoarece în aceste condiții atît lemnul de brad cît și cel de stejar au o durată nelimitată. Lucrul acesta poate fi observat la clădirile construite înainte cu multe sute de ani, pe piloți din lemn, care rămînînd sub nivelul apelor, asigură și azi stabilitatea construcțiilor în condiții bune. La recente lucrări de construire a blocurilor de locuințe în orașul Timișoara, în incinta fostei cetăți, cu ocazia lucrărilor de săpătură pentru fundații, s-au găsit piloți, pereți de plaplanșe, sub nivelul apelor subterane, în foarte bună stare de conservare, avînd o vechime de cca. 200 ani. Lemnul însă putrezește dacă este așezat deasupra nivelului apelor subterane sau dacă prin coborîrea ulterioară a nivelului ajunge în contact cu aerul. La castelul Hunyadi din Timișoara, construit pe piloți de stejar, din cauza coborîrii nivelului apelor subterane prin

regularizarea riului Bega și prin canalizarea orașului, piloții ajunși deasupra nivelului apelor subterane au putrezit în așa măsură, încât a fost necesară subzidirea unor fundații.

În apele maritime lemnul așezat sub nivelul apelor este distrus de viermele *Toreda navalis*. Lemnul, în cazul acesta, poate fi apărut de distrugere prin impregnare, prin așezare într-un pat de nisip sau printr-o învelitoare de metal sau beton torcretat. Toate aceste metode fiind costisitoare, este preferat a evita folosirea lemnului pentru fundații în ape, unde este expus distrugerii.

11.3.2. BETONUL

Betonul în lucrările de fundații se folosește pe o scară foarte întinsă. Calitatea betonului folosit este în funcție de cerințele necesare, de condițiile de impermeabilitate și de tehnologia execuției fundațiilor.

Marca betoanelor întrebuintate la lucrările de fundații este diferită. Betonul de calitate inferioară, de obicei marca B 20, se folosește ca strat egalizator sub fundațiile de beton armat. Pentru fundațiile rigide din beton se folosește betonul marca B 50 și B 100.

Dacă în blocul fundației este necesar să se introducă bare de oțel pentru ancorarea cuzinetelor sau alte scopuri, în partea respectivă a fundației se folosește beton marca B 100.

În cazul fundațiilor din beton armat, marca betonului trebuie să fie de cel puțin B 100 eventual B 150, B 200, în funcție de condițiile de rezistență.

Pentru fundații prefabricate, mai ales pentru piloți prefabricați, se folosesc mărci superioare: B 200, B 250 și B 300.

Cînd se dispune de piatră brută în condiții de cost avantajoase, este recomandabilă utilizarea betonului ciclopian pentru executarea fundațiilor rigide.

Din punct de vedere al consistenței, betonul folosit pentru executarea fundațiilor poate fi virtos, plastic sau fluid. Betonul virtos se utilizează pentru executarea piloților și a fundațiilor de dimensiuni mai mici. Prin utilizarea betonului virtos, la lucrări cu volum mai mare, se obține un randament scăzut din cauza lucrărilor de compactare.

La lucrări cu volum mare, unde este necesară turnarea unei cantități mari de beton, care necesită instalații și utilaje de transport complexe (macarale, funiculare, pompe de beton etc.) se folosește betonul plastic și fluid; la acestea trebuie luat în considerare că avînd un raport apă/ciment mai mare, condițiile de rezistență sînt defavorabil influențate.

La unele lucrări speciale de fundații, cum ar fi în cazul utilizării prefabricatelor, se ivește necesitatea de a folosi betonul torcretat. La executarea unor tipuri de piloți turnați la fața locului se întrebuintează betonul turnat sub presiune.

În cazul cînd îndepărtarea apei din incinta gropii de fundație, prin pompare, întîmpină greutăți, devenind costisitoare sau chiar imposibilă se execută turnarea betonului sub apă.

Asupra betoanelor au o acțiune distructivă apele lipsite de duritate și apele care conțin diverși electroliți. Apele agresive dizolvă total sau parțial hidroxidul de calciu, producînd coroziunea betonului.

Cînd se execută fundații în medii agresive, trebuie să se ia măsuri de apărare prin executarea unui beton cît mai compact, prin folosirea unui liant rezistent din punct de vedere chimic, precum și prin folosirea unor sorturi de agregate cît mai bune.

Uneori este necesar să se facă un beton cît mai impermeabil. Betonul, în general, este un material mai mult sau mai puțin poros. Cu cît se reduce mai mult porozitatea betonului cu atît se reduce și permeabilitatea lui. Pentru a obține un beton cît mai compact trebuie să se stabilească, în primul rînd, compoziția granulometrică corespunzătoare a agregatelor în așa fel ca să se reducă cît mai mult porozitatea lui. În scopul acesta se adaugă praf de piatră, argilă măcinată sau tras. Praful de piatră și argila măcinată servesc numai la completarea golurilor dintre fragmentele de pietriș și nisip. Dar aceste adausuri cer ciment în plus pentru a crea o legătură între particole. În acest scop trebuie stabilită cantitatea de ciment strict necesară; un beton la care se depășește această cantitate este expus formării fisurilor.

Trasul, pe lîngă că umple golurile din beton, intră în reacția chimică cu cimentul, lucru ce este avantajos pentru impermeabilizarea betonului.

Pentru impermeabilizarea betonului se amestecă uneori diferite substanțe. Acestea pot fi liofobe ca: ceresitul și prelitul, sau liofile ca: sticla solubilă. Se poate obține o impermeabilizare a betonului și prin aplicarea unei tencuieli din mortar gras, pe suprafața betonului. În acest caz însă această tencuială trebuie aplicată pe beton proaspăt turnat spre a face o bună legătură cu el. Pentru a evita formarea fisurilor trebuie bine udată toată suprafața betonului.

11.3.3. OȚELUL

Pentru fundațiile din beton armat se folosește oțelul care se întrebuintează, în general, pentru construcțiile din beton armat denumit *oțel beton* și anume:

- oțel beton cu profil neted, laminat la cald OB 00;
- oțel beton cu profil neted, laminat la cald OB 38;
- oțel beton cu profil periodic, laminat la cald PC 52;
- oțel beton cu profil periodic, laminat la cald PC 60.

În afară de materialele descrise mai sus, se folosesc pentru executarea fundațiilor o serie de alte materiale; acestea, în limita necesității, vor fi amintite la descrierea diferitelor metode de fundare.

12. LUCRĂRI PREGĂTITOARE PENTRU EXECUTAREA FUNDAȚIILOR

12.1. AMENAJAREA TERENULUI ȘI A PLATFORMEI DE LUCRU

Executarea unei lucrări de construcții se face pe baza a două proiecte :

- proiectul de execuție al construcției ;
- proiectul de organizare al șantierului.

Proiectul de organizare al șantierului cuprinde toate măsurile tehnice și organizatorice pe care trebuie să le ia executantul pentru realizarea construcției respective. În cadrul acestui proiect se fixează amplasamentul tuturor construcțiilor auxiliare (baracamente, magazii, depozite, instalații de forță, lumină, apă, drumuri de șantier etc.), necesarul de forță de muncă, materiale utilaje, precum și metodele de lucru care se vor aplica la realizarea construcțiilor de bază. În proiectul de organizare al șantierului, atât construcția de bază cât și cele auxiliare sunt reprezentate în general numai prin conturul lor.

Proiectul de execuție cuprinde toate datele referitoare la executarea tuturor elementelor construcției, inclusiv planul de amenajare al terenului și de trasare a construcției, respectiv a gropii de fundație.

Prima operație cu care începe executarea unei construcții este amenajarea terenului și a platformei de lucru pe amplasamentul construcției.

Amenajarea terenului și a platformei de lucru constă în aplanarea suprafeței terenului, prin înlăturarea vegetației, defrișări, nivelări, precum și asigurarea scurgerii apelor de suprafață. Terenul se va amenaja pe o suprafață care depășește conturul săpăturilor proiectate, astfel încât lucrările de săpare, de manevrare și depozitare a pământului să nu fie împiedicate și să fie posibilă instalarea și funcționarea diverselor utilaje pentru executarea săpăturilor, a fundațiilor și a construcției. De asemenea, se vor deplasa sau îndepărta toate instalațiile de suprafață existente care ar împiedica executarea săpăturilor (stilpi telefonici, stilpi electrici etc.).

În cazul când relieful regiunii condiționează scurgerea apelor superficiale de suprafață către terenul pe care se execută lucrările, aceste ape se abat prin șanțuri de gardă, fiind conduse și evacuate în afara conturului săpăturii. În loessuri, în pământuri macroporice, în nisipuri, balasturi sau nisipuri argiloase, unde apa care se infiltrează dăunează stabilității terasamentelor, șanțurile trebuie să fie consolidate prin impermeabilizarea fețelor (prin brăzduire sau pereerea cu piatră brută, sau bolovani).

După aceste operații de amenajare a terenului și a platformei de lucru, urmează operațiile de trasare pe teren a conturului construcției și a gropii de fundație.

12.2. TRASAREA PE TEREN A CONSTRUCȚIEI

Prin trasare se înțeleg operațiile de fixare pe teren a formei și a dimensiunilor exacte în plan, ale construcției ce urmează a se executa. Lucrările de trasare constau în următoarele :

- fixarea pe teren a reperelor la care se vor raporta elementele construcției, atât în plan cât și în elevație ;
- trasarea pe teren a axelor principale ale construcției ;
- trasarea pe teren a conturului gropilor de fundații.

Aceste operații se fac pe baza planului general de situație, a planului de trasare și a planului fundațiilor, piese pe care le conține proiectul de execuție al construcției respective.

Când construcția este simplă din punct de vedere al trasării, planul de trasare poate lipsi, trasarea făcându-se numai pe baza planului general de situație și a planului fundațiilor.

Fixarea pe teren a reperelor. Proiectul de execuție trebuie să raporteze atât axele construcției cât și cota 0,00 (de obicei nivelul pardoselii parterului), față de anumite repere fixe din terenul înconjurător, pentru a exista posibilitatea de a verifica atât axele cât și dimensiunile construcției ori de câte ori este nevoie. Aceste repere se pot fixa pe obiecte existente, care reprezintă maximum de garanție din punct de vedere al stabilității lor, cum ar fi : soclul unei construcții masive, cantoane de șosea sau cale ferată, borne etc. Când pe teren nu se găsesc obiecte la care să se poată raporta elementele construcției, se confecționează și se fixează în teren repere proprii. Acestea pot fi din lemn carbolinizat, prefabricate din beton simplu sau beton armat, sau elemente turnate la fața locului din beton simplu. Fiecare reper este prevăzut cu un cui sau cu un bulon de scelerment în cazul celor de beton, capul acestora reprezentând cota de nivel a reperului. La lucrări importante cotele de nivel se raportează la rețeaua de triangulație existentă în zona respectivă.

Trasarea pe teren a axelor și a conturului construcției. Având fixate reperele atât pe planul de trasare cât și în teren precum și raportarea axelor construcției față de aceste repere, se procedează la trasarea axelor principale și secundare și a conturului construcției pe teren. La lucrări mai importante, pe suprafețe mari și în terenuri accidentate, executarea trasărilor se face cu instrumente de precizie ca : teodolit, nivelă, teodolit tachimetric etc. La lucrări de mai mică importanță, dacă nu se dispune de instrumente de precizie, se pot utiliza pentru trasare un echer dreptunghi din scinduri, cu catetele de 3 și 4 m, iar ipotenuza de 5 m lungime, câțiva țăruiși de pichetare și sirme.

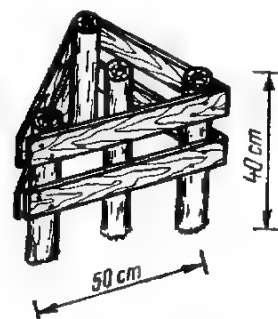


Fig. 12.1. Apărătoare de țărș.

Axele construcției se materializează prin țărșuri de lemn cu lungime de 60—80 cm, care se bat în pământ. În capul țărșului se bate un cui cu floare, care marchează exact punctul considerat. Țărșul se apără cu o apărătoare de lemn (fig. 12.1), pentru ca să nu fie deplasat de muncitori sau vehicule în timpul lucrului.

La construcții importante cum ar fi blocuri mari de locuințe, hale industriale, poduri etc., axele se materializează prin borne de beton turnate la fața locului (fig. 12.2). Aceste borne sînt paralelipipedice sau în formă de trunchi de piramidă și au la partea superioară o plăcuță metalică din tablă de 3—5 mm, pe care se imprimă o cruce, care marchează punctul respectiv.

Trasarea gropilor de fundații. Gropile de fundații se fac cu scopul de a putea așeza zidăria sau betonul fundațiilor, la cota de fundare indicată de proiectul de execuție. Cînd cota de fundare se află la o adîncime mai mare, respectiv construcția se dezvoltă și sub nivelul terenului, se impune executarea unei gropi generale de fundație, sub toată construcția. Pe adîncime, această săpătură generală se poate face pînă la cota de fundare (în cazul unei fundații radier general) sau opri mai sus, cota de fundare atingîndu-se prin gropi izolate sau șanțuri (în cazul unei construcții cu subsol, pe fundații izolate sau grinzi). Incinta gropii de fundație în acest

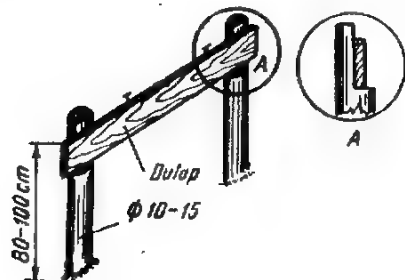


Fig. 12.3. Martor din lemn.

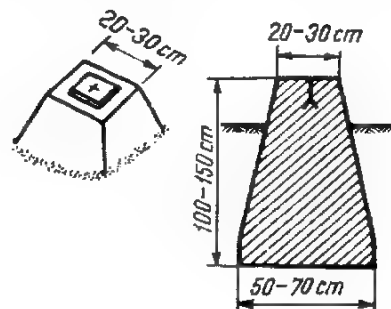


Fig. 12.2. Bornă din beton.

caz, va urmări în general forma în plan a construcției. Cînd cota de fundare este la o adîncime mai mică, săpătura pentru fundații, se execută în general sub formă de șanțuri sau gropi izolate.

Trasarea conturului gropii sau a marginilor șanțurilor pentru fundații se face pe baza planului de săpătură, sau cînd acesta lipsește, pe baza planului de fundații. În planul de săpătură se prevăd pentru gropile de fundații și șanțuri, dimensiuni identice cu dimensiunile fundațiilor, sau în unele cazuri dimensiuni ceva mai mari decît ale acestora. Acest lucru este impus de asigurarea unui spațiu necesar executării unor lucrări accesorii cum ar fi: sprijiniri, lucrări de hidroizolație etc.

Materializarea pe teren a conturului gropii de fundație se realizează cu ajutorul martorilor. Martorii sînt alcătuiți din cîte doi țărșuri din lemn rotund de cca 1,5 m lungime și 10—15 cm diametru (fig. 12.3).

Părțile superioare a celor doi țărșuri se chertează, unindu-se printr-un dulap orizontal, așezat la o înălțime de cca 80—100 cm față de nivelul terenului. Pe partea superioară a dulapului se bat cuie, sau se fac creștături, care corespund marginilor gropii de fundație, sau a fundației propriu zise. Martorii se așază în afara incintei săpăturii, astfel încît întinzînd o sfoară sau sîrmă de la un martor la altul prin dreptul cuielor sau creștăturilor de pe dulapul orizontal, se obține o dreaptă situată într-un plan vertical ce trece prin una din muchiile gropii de fundație sau a fundației. Deoarece sforile sau sîrmele, care marchează conturul săpăturii, se găsesc la o oarecare înălțime față de nivelul terenului (fig. 12.4), pentru a putea executa săpătura, trebuie să se facă transpunerea conturului săpăturii pe suprafața terenului. Această operație se face prin coborîrea punctelor caracteristice pe suprafața terenului cu ajutorul firului cu plumb.

Marcarea pe suprafața terenului a conturului săpăturii (a gropii de fundație) se face cu dulapi fixați cu ajutorul unor țărșuri.

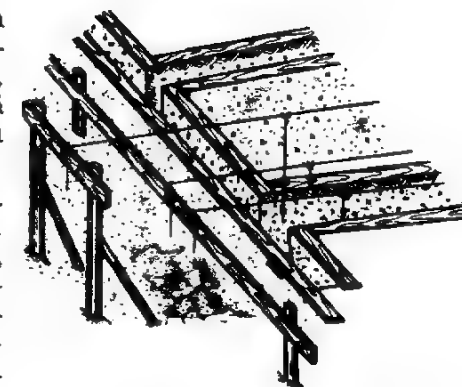


Fig. 12.4. Trasarea cu ajutorul martorilor și a firului cu plumb.

12.3. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR

12.3.1. GENERALITĂȚI

După marcarea pe teren a conturului gropilor de fundații, urmează executarea săpăturilor care se face cu diverse metode ale tehnologiei executării lucrărilor de construcții.

La executarea săpăturilor se va urmări : planul săpăturilor, planul fundațiilor precum și planul de gospodărire subterană al amplasamentului. Planul de gospodărire subterană trebuie să fie pus la dispoziția constructorului de către beneficiarul lucrării, în el fiind marcate eventualele instalații subterane (cabluri electrice, cabluri telefonice, conducte de apă etc.).

Gropile de fundații se vor executa de la început cu dimensiunile în plan definitive, deoarece o mărire a acestor dimensiuni în timpul lucrului, este foarte anevoioasă.

În adâncime gropile de fundații pentru fundațiile directe, se sapă pînă la cota indicată de proiectul de execuție. În cazul cînd turnarea betonului în fundații nu se poate face imediat după executarea săpăturii, săpătura va fi oprită la o cotă mai ridicată decît cota de fundare, urmînd ca acest ultim strat să fie săpat numai înainte de executarea fundațiilor. Acest lucru este necesar pentru a împiedica modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de sub talpa fundațiilor, datorită influenței factorilor atmosferici externi, pe durata efectuării pregătirilor pentru turnarea fundațiilor. Cota de oprire a săpăturii este în funcție de natura terenului și de anotimpul în care se execută lucrarea.

Dacă săpătura se execută pe timp de iarnă (cu temperaturi scăzute), cota de oprire a săpăturii trebuie să fie mai sus decît cota de fundare indicată în proiect, cu cel puțin adîncimea de îngheț, asigurîndu-se astfel protejarea împotriva înghețului a terenului de sub talpa fundațiilor. Excepție de la această regulă fac numai terenurile uscate, formate din piatră sau nisip mare și terenurile stîncose.

Dacă săpătura se execută într-un anotimp nefavorabil înghețului, la terenurile nesensibile la acțiunea apei (terenuri stîncose, pietrișuri etc.), nu mai este necesară oprirea săpăturii la o cotă de nivel mai ridicată decît cea indicată de proiect. În nisipuri și în general în pămînturile argiloase, săpătura se va opri mai sus decît cota de fundare indicată în proiect astfel :

- cu 0,10—0,15 m, în cazul nisipurilor fine ;
- cu 0,15—0,25 m, în cazul terenurilor argiloase ;
- cu 0,25—0,50 m, în cazul loessurilor.

Operația de săpare a ultimului strat, pentru aducerea săpăturii la cota indicată de proiect, va fi urmată de pregătirea fundului gropilor prin nivelare și curățire, trecîndu-se apoi la turnarea betonului în fundații.

Nivelarea constă în săparea proeminențelor și nu prin astuparea cu pămînt a depresiunilor. Curățirea constă în îndepărtarea pămîntului înmuiat și a corpurilor străine (noroi, resturi de lemnărie etc.). În cazul fundării pe stîncă se curăță suprafața acesteia de resturile alterate și apoi se spală cu apă.

Dacă pe fundul gropilor apar goluri în pămînt care coboară sub cota de fundare (care pot proveni din crăpături în teren, straturi antrenate de

apă etc.), acestea vor fi umplute, după un prealabil studiu și măsuri luate de către constructor împreună cu proiectantul și beneficiarul lucrării.

În cazul cînd terenul din fundul gropilor este sensibil la umezire și se produce o umezire superficială datorită unor precipitații atmosferice neprevăzute, acesta trebuie compactat prin baterea cu maiul a unui strat de pietriș, piatră spartă sau nisip grăunțos, de circa 10 cm grosime, baterea făcîndu-se pînă cînd întregul strat a pătruns în pămîntul din fundul gropilor.

Înainte de începerea executării fundațiilor, după ce săpăturile au fost terminate și gropile pregătite pentru turnarea betonului, se efectuează recepția acestora.

Cu această ocazie proiectantul și executantul lucrării cercetează atent natura și starea fizică a terenului de la nivelul cotei de fundare, precum și faptul dacă cotele de nivel și dimensiunile în plan ale gropilor de fundații, sînt conform proiectului de execuție. Concluziile rezultate se înscriu într-un proces verbal, în caietul de șantier.

12.3.2. CLASIFICAREA SĂPĂTURILOR

Săpăturile se pot clasifica astfel :

a) Din punct de vedere al utilizării sprijinirilor :

- săpături cu pereții nesprijiniți ;
- săpături cu pereții sprijiniți.

b) În funcție de lățimea săpăturilor :

- săpături în spații largi peste 2,50 m ;
- săpături în spații înguste între 1 și 2,50 m ;
- săpături în spații foarte înguste sub 1 m.

c) După greutatea întîmpinată la săpare :

- săpături în teren slab (nisip, pămînt vegetal) ;
- săpături în teren mijlociu (nisip îndesat, pietriș mărunț, argilă nisipoasă, loess umed etc.) ;
- săpături în teren tare (argilă grasă, loess uscat etc.) ;
- săpături în terenuri foarte tari (argilă compactă, marnă compactă, loess compact întărit, pămînt înghețat etc.).

d) După modul de execuție :

- săpături manuale ;
- săpături mecanizate ;
- săpături prin explozie.

În cele ce urmează se va analiza problema utilizării sprijinirilor la lucrările de săpătură pentru fundații, celelalte aspecte (menționate la punctele b, c) și d) rămînînd pe seama cursului de tehnologia executării construcțiilor.

12.3.3. SĂPĂTURI CU PEREȚI NESPRIJINIȚI

Săpăturile nesprijinite se pot executa cu pereți verticali și în taluz (fig. 12.5, a, b).

Săpăturile cu pereți verticali nesprijiniți se pot executa numai în pământuri coezive și pe o adâncime relativ mică. Pământurile coezive în ipoteza unui unghi de frecare interioară $\Phi=0$, își păstrează stabilitatea sub formă de perete vertical pentru o adâncime teoretică dată de relația:

$$z_0 = \frac{4c}{\gamma_a}, \quad (12.1)$$

unde:

c este coeziunea specifică a pământului;

γ_a — greutatea specifică aparentă a pământului.

Aplicând un coeficient de siguranță $\eta=2$, rezultă înălțimea admisă a săpăturii cu pereți verticali:

$$h = \frac{z_0}{\eta} = \frac{2c}{\gamma_a}. \quad (12.2)$$

Pentru a se putea efectua săpături verticale fără sprijiniri, trebuie ca umiditatea naturală a pământului să fie redusă, adică fundul gropii sau a șanțului să se găsească deasupra nivelului apelor subterane, iar timpul în care săpătura rămâne deschisă să fie scurt. În practică, adâncimea acestor săpături poate fi de maxim 2,00 m, chiar și-n cazul terenurilor tari și foarte tari.

Executarea săpăturilor nesprijinite, cu pereți în taluz, se poate face în orice fel de teren dacă există următoarele condiții:

— pământul are o umiditate naturală ($12\%_0-18\%_0$) și se asigură condițiile ca ea să nu crească;

— săpătura de fundație nu stă deschisă mult timp;

— panta taluzului săpăturii definită prin tangenta unghiului de înclinare față de orizontală ($\tan \beta = h/l$) nu depășește valorile maxime admise. (tabela 12.1).

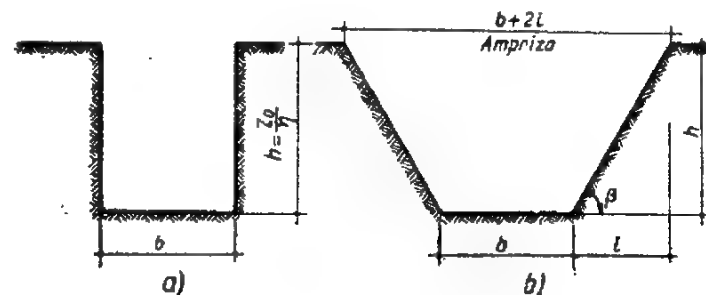


Fig. 12.5. Săpături nesprijinite:
a — cu pereți verticali; b — cu pereți în taluz.

Tabela 12.1

Pantele admise ale taluzurilor la săpături nesprijinite

Nr. crt.	Denumirea pământurilor	Panta (h/l) taluzurilor pentru lățimea fundului săpăturii $b \geq 3m$ $b < 3m$ când adâncimea săpăturii este			
		$h < 5m$	$h \geq 5m$	$h < 3m$	$h \geq 3m$
1	Pământ de umplutură nisip, balast	1:1,25	1:1,50	1:1,25	1:1,25
2	Pământ nisipos	1:0,67	1:1,00	1:0,67	1:1,00
3	Pământ argilos	1:0,50	1:0,50	1:0,67	1:0,75
4	Argilă	1:0,35	1:0,67	1:0,50	1:0,67
5	Loess	1:0,50	1:0,75	1:0,50	1:0,75
6	Șist compact	1:0,10	1:0,10	1:0,10	1:0,25

La fixarea pantei taluzului se ține seama și de anotimpul în care se execută lucrarea, având în vedere efectul agenților atmosferici exteriori asupra stabilității taluzului.

De asemenea, dacă săpătura stă deschisă timp îndelungat, panta taluzului va fi de maxim 1:1 pentru orice adâncime și lățime a gropii de fundație și pentru orice fel de teren, cu excepția terenurilor stincoase.

Săpăturile în taluz se aplică pentru suprafețe de fundații și adâncimi de fundare mari. Înălțimea taluzului se eșalonează de regulă prin banchete orizontale cu lățimi de 0,80—1,00 m și cu intervale între ele pe verticală de maximum 2,00 m (fig. 12.6).

Săpăturile nesprijinite, cu pereți în taluz, elimină sprijinirile, însă volumul de săpătură este mult mai mare decât în cazul folosirii sprijinirilor. Acest lucru face ca adoptarea acestei soluții să se facă numai pe baza unui calcul tehnico-economic comparativ.

Pentru a nu periclita stabilitatea pereților săpăturilor nesprijinite, atât la cele cu pereți verticali cât și la cele în taluz, este interzisă depozitarea pământului evacuat la o distanță mai mică decât 0,50 m de la marginea superioară a săpăturii, iar a materialelor la o distanță mai mică decât 2,00 m.

12.3.4. SĂPĂTURI CU PEREȚI SPRIJINIȚI

Sprijinirea pereților unor săpături pentru fundații se impune, în general, atunci când adâncimea acestora este mare, iar săparea în taluz cu o pantă mai mică decât valorile maxime admisibile (tabelul 12.1) nu este posibilă.

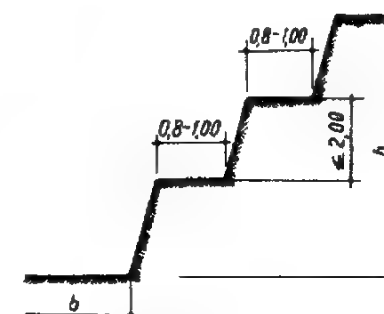


Fig. 12.6. Săpătură în taluz cu banchete orizontale.

Executarea unor săpături adânci, cu pereți verticali sau în taluz a cărui pantă depășește pe cea admisibilă, apare în practică destul de frecvent. Astfel, când se execută o săpătură sub nivelul apelor subterane, se va căuta reducerea pe cât posibil a volumului gropii de fundație, pentru a nu avea epuizamente prea mari de făcut.

În orașe, la executarea lucrărilor edilitare (canalizări, alimentări), al căror specific este adâncimea mare, nu se pot executa săpături în taluz cu pante admisibile, din cauză că rezultă o ampriză prea mare, iar suprafețele destinate acestor săpături sînt în general limitate, datorită zonelor construite și amenajate (clădiri, străzi etc.).

De asemenea, și unele lucrări civile în orașe, care au cote de fundare adânci, impun efectuarea săpăturilor cu pereți verticali sau taluzuri foarte abrupte, pentru a nu reduce spațiul destinat lucrărilor de organizare a șantierului.

În general, în toate aceste situații se practică săpături cu pereți verticali, a căror stabilitate se asigură cu ajutorul sprijinirilor.

Sprijinirile se pot clasifica în două grupe mari :

— sprijiniri obișnuite, executate din dulapi, lemn ecarisat și rotund, sau chiar din elemente prefabricate din beton și metal ;

— sprijiniri cu palplanșe utilizate în cazuri speciale, la săpături adânci, precum și atunci când săpătura se execută sub nivelul freatic și există pericolul de infiltrație sau inundare.

După modul de execuție, sprijinirile obișnuite se împart în :

- sprijiniri orizontale ;
- sprijiniri verticale.

Sprijinirile orizontale se folosesc în cazul pămînturilor argiloase suficient de consistente, al pietrișurilor și al nisipurilor îndesate care au o oarecare cimentare, în care săpătura se poate menține un timp scurt nesprîjinită pe o înălțime cel puțin egală cu lățimea dulapilor utilizați (20—30 cm). Pe măsura înaintării săpăturii în adîncime (după ce s-a ajuns la o adîncime de circa 1 m) pereții verticali sînt sprijiniți cu dulapi orizontali așezați de-a lungul peretelui cu mici interspații între ei (fig. 12.7, a). Aceste interspații sînt cu atît mai mari cu cît terenul este

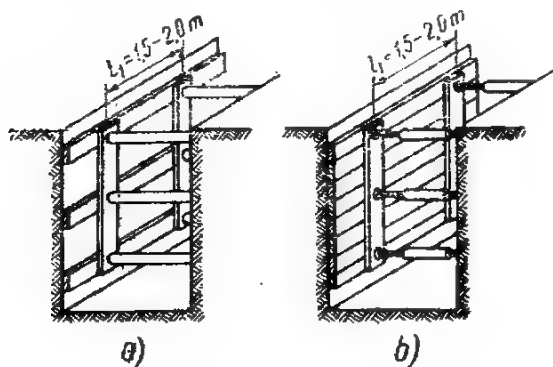


Fig. 12.7. Sprijiniri orizontale la săpături în spații înguste :
a — fixare cu șpraițuri din lemn prin împănare; b — fixare cu șpraițuri metalice.

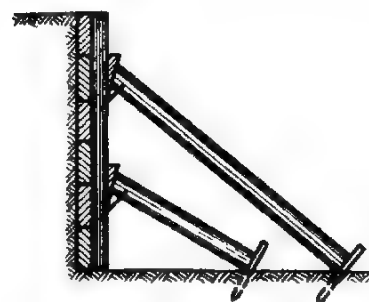


Fig. 12.8. Sprijinire orizontală cu șpraițuri înclinate.

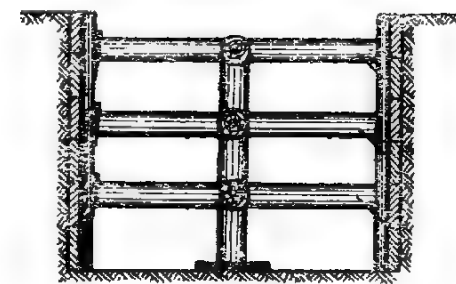


Fig. 12.9. Sprijinire orizontală cu șpraițuri orizontale contravîntuite.

mai legat (coeziune mare) și se micșorează pe măsură ce crește adîncimea, datorită mării împingerii pămîntului cu adîncimea. La pămînturi argiloase fisurate, sau sensibile la acțiunea apei, dulapii orizontali se așază fără interspații între ei (fig. 12.7, b). Dulapii orizontali sînt sprijiniți prin rigle sau dulapi verticali a căror susținere este asigurată de șpraițuri orizontale, la săpături înguste, sau șpraițuri înclinate la gropi de fundații mai mari (fig. 12.8).

Distanța l_1 dintre dulapii verticali este în funcție de natura și starea fizică a terenului. Pentru un teren argilos de consistență ridicată $l_1 = 2,0$ m, iar la consistență mai slabă $l_1 = 1,5$ m. Șpraițurile se fac din lemn rotund, fixarea făcîndu-se cu pene din lemn tare (fig. 12.7, a). La executarea săpăturilor în spații înguste (fundații continue, canalizări etc.) se pot utiliza șpraițuri metalice de inventar (fig. 12.7, b).

În cazul unei săpături cu lățime mai mare de 6 m, dacă fixarea sprijinirii se face cu șpraițuri orizontale, acestea trebuie să fie contravîntuite prin grinzi și contrafișe în plan orizontal precum și sprijinite pe verticală în dreptul nodurilor, pentru a împiedica cedarea prin flambaj, sau încovoierea sub greutate proprie (fig. 12.9).

În unele situații practice este necesar ca spațiul ocupat de sprijiniri (în special de șpraițuri) să fie cît mai redus, adică groapa de fundație să fie cît mai liberă. În acest sens se folosesc pentru sprijinire grinzi metalice (șine de cale ferată, profile laminate), care se bat în teren la distanța de 1,5—2,0 m. Pe aceste grinzi sprijină dulapii orizontali, care se fixează cu ajutorul unor pene (fig. 12.10, a) sau dispozitive metalice (fig. 12.10, b).

Datorită încăstrării realizate prin batere în teren, aceste grinzi preiau împingerea pămîntului, fără a mai fi nevoie de șpraițuri. În cazul săpăturilor adânci grinzile metalice se ancorează la partea superioară. La săpături cu adîncimi mai reduse, (pînă la 3—4 m) grinzile metalice pot fi înlocuite cu piloți de lemn, înfiți în fundul gropii și ancorați la partea superioară (fig. 12.11).

Sprijinirile verticale se folosesc la săpături executate în pămînturi fără coeziune sau cu coeziune slabă, în pămînturi argiloase de consistență

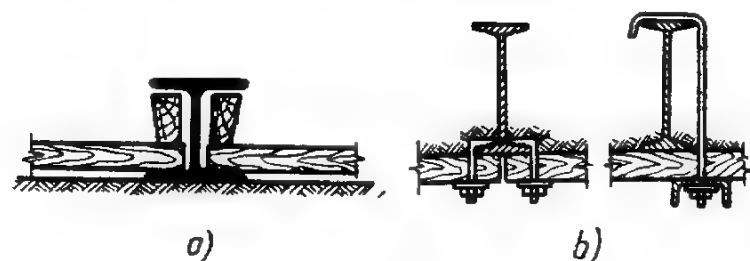


Fig. 12.10. Prinderea dulapilor orizontali de grinzile metalice:
a — prindere cu pene; b — prindere cu dispozitive metalice.

redușă, precum și în cazul cînd sînt de așteptat oarecari infiltrații de apă în groapa de fundație.

Pentru executarea acestor sprijiniri, dulapii verticali, așezați alăturat, sînt introduși treptat în teren prin batere, pe măsura avansării în adîncime a săpăturii. Pentru ca pămîntul să nu se prăbușească cu ocazia adîncirii gropii de fundație, dulapii se bat înainte de a efectua săpătura, pe o adîncime de 50—60 cm. Baterea se poate face cu un berbec ușor sau cu un ciocan pneumatic, ea fiind ușurată printr-o ascuțire a capetelor inferioare a dulapilor sub formă de cuțit.

În cazul unor săpături continue în spații înguste a căror adîncime nu depășește lungimea dulapilor, sprijinirea verticală se poate executa conform detaliului din fig. 12.12, unde dulapii verticali sînt susținuți de dulapi orizontali fixați cu spraițuri.

La lățimi de săpătură mai mari, sprijinirea peretelui de dulapi verticali se face cu ajutorul unor cadre orizontale, care se montează pe măsura coborîrii peretelui, și de care se fixează fiecare dulap vertical cu ajutorul penelor (fig. 12.13).

Cadrele se fac din lemn rotund sau semiecarisat. Pe verticală cadrele se montează la distanța de 1—1,5 m, solidarizîndu-se cu rigle verticale prinse cu scoabe. Dacă dimensiunile cadrelor sînt mari, ele se contra-

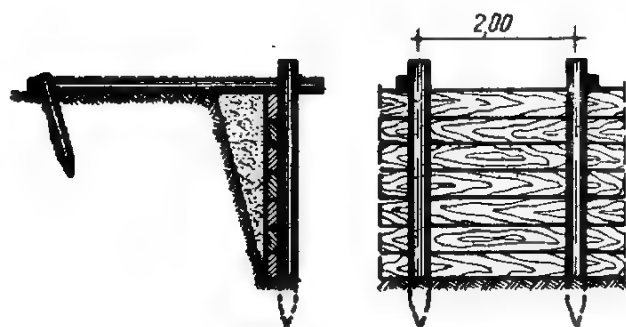


Fig. 12.11. Sprijinire orizontală cu piloți ancorați.

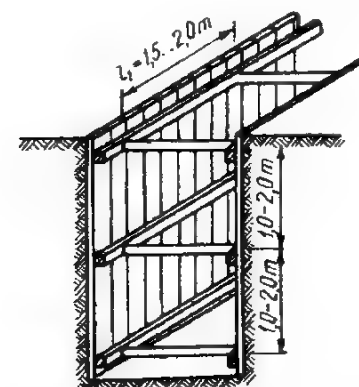


Fig. 12.12. Sprijinirea verticală cu spraițuri orizontale.

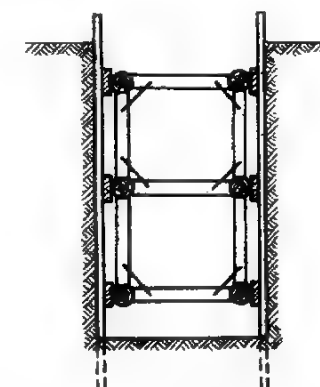


Fig. 12.13. Sprijinire verticală cu cadre orizontale.

vintuesc în plan orizontal și se susțin cu popi verticali care sprijină pe fundul gropii de fundație.

Pentru a se putea face baterea dulapilor verticali, după ce aceștia au fost fixați de cadrele orizontale prin pene, se procedează la slăbirea penelor numai pentru dulapul care se bate, asigurîndu-se astfel tot timpul o bună sprijinire a pereților gropii de fundație.

În cazul unor săpături adînci cu pereții verticali, executate în terenuri cu presiuni mari, se utilizează metode miniere, cu dulapi verticali introduși înclinat și sprijiniți cu cadre orizontale (fig. 12.14). Se face o săpătură cu adîncime de 0,20—0,30 m pe toată suprafața; se montează primul cadru de susținere și se bate primul șir de dulapi pe întregul contur al săpăturii, dulapii avînd o oarecare înclinare față de verticală. Se sapă pămîntul pînă ce se ajunge la cca. 0,50 m deasupra vîrfului dulapilor, nivelîndu-se fundul săpăturii la această cotă și montîndu-se al doilea cadru de susținere, care se solidarizează de primul cu rigle verticale. În

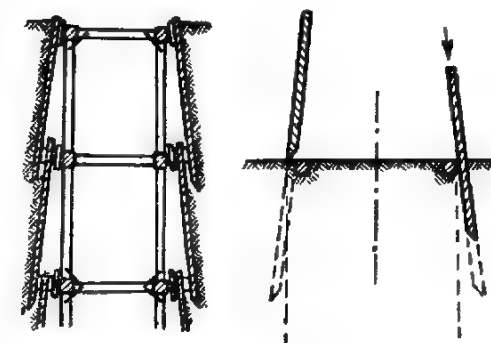


Fig. 12.14. Sprijinire verticală pentru săpături adînci.

continuare se bate un nou șir de dulapi în exteriorul cadrului, tot înclinați, ghidarea lor fiind asigurată prin așezarea unor dulapi orizontali și a unor pene.

La alegerea unor soluții privind sistemul constructiv al sprijinirilor, trebuie să se aibă în vedere asigurarea unui spațiu suficient pentru executarea săpăturii, pentru introducerea cofrajelor și turnarea betonului în fundații.

12.3.5. CALCULUL SPRIJINIRILOR

Solicitări. În general, calculul sprijinirilor se impune a fi făcut numai pentru săpături de dimensiuni mari și nu pentru cele care se execută în condiții obișnuite. La săpături de dimensiuni obișnuite, materialele care se utilizează pentru executarea sprijinirilor, au dimensiuni suficient de acoperitoare. De asemenea dacă o asemenea sprijinire este suprasolicitată și începe să cedeze, acest lucru se observă prin apariția de crăpături la suprafața terenului, ceea ce permite luarea unor măsuri urgente de consolidare.

Solicitarea principală a unei sprijiniri este dată de împingerea pământului și eventual a apei. S-a constatat însă că în cazul unei sprijiniri, diagrama de presiuni din împingerea pământului nu mai are formă triunghiulară, așa cum apare la un zid de sprijin. După cum se știe ipoteza de bază pentru calculul împingerii asupra unui zid de sprijin, constă în formarea unei suprafețe plane de alunecare (ipotezele lui Coulomb), prin rotirea zidului în jurul muchiei inferioare a paramentului din față. La sprijinirea unei săpături, acest lucru nu este posibil datorită faptului că punctele de sprijinire (spraițurile, riglele, cadrele orizontale) alcătuiesc reazeme fixe. Pe de altă parte un zid de sprijin lucrează ca un tot unitar (monolit), pe când o sprijinire este alcătuită din diferite elemente, care

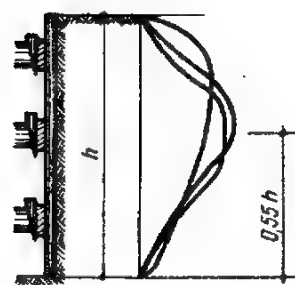


Fig. 12.15. Diagrama de presiuni stabilită experimental.

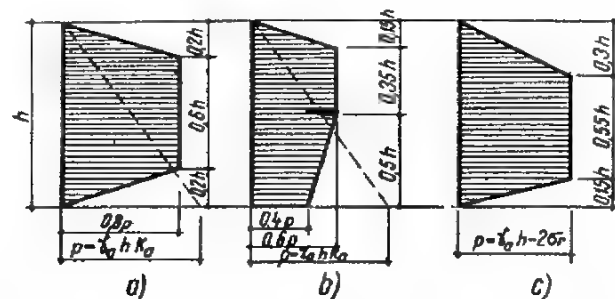


Fig. 12.16. Diagrame de presiuni folosite la calculul sprijinirilor :
a — terenuri necoezive; b — nisipuri afinate; c — terenuri coezive.

pot ceda independent, cedarea unuia creind condiții defavorabile celorlalte. De asemenea în terenul sprijinit din dreptul reazemelor fixe, datorită bătăii penelor, se crează condiții de manifestare a rezistenței pasive a terenului, iar pe porțiunile dintre aceste reazeme, terenul acționează asupra sprijinirii cu o împingere activă. Cauzele arătate mai sus justifică diagramele de presiuni redată în figura 12.15, obținute pe cale experimentală pentru diverse sprijiniri de săpături în terenuri necoezive. După cum se poate observa, în cazul sprijinirilor variația presiunii din împingerea pământului nu mai este liniară ca la zidurile de sprijin, ci se apropie de o variație parabolică.

În cazul pământurilor necoezive (cu excepția nisipurilor afinate), pentru calculul sprijinirilor se indică adoptarea unei diagrame trapezoidale (fig. 12.16, a), care este înfășurătoarea diagramelor stabilite experimental. Pentru nisipuri afinate se indică folosirea diagramei din figura 12.16, b.

Suprafața acestor diagrame este mai mare decât a celei triunghiulare (cu ordonata $p = \gamma_a h K_a$) corespunzătoare împingerii active.

În figura 12.16, c se reprezintă diagrama de presiuni pentru cazul pământurilor coezive. Ordonata maximă a presiunii este :

$$p = \gamma_a h - 2\sigma_r, \quad (12.3)$$

unde σ_r este rezistența la rupere obținută prin încercarea de compresiune monoaxială, care se poate exprima în funcție de coeziunea specifică c și unghiul frecării interioare Φ , cu relația :

$$\sigma_r = 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right). \quad (12.4)$$

Dimensionarea elementelor sprijinirilor. Pentru calcul, sprijinirile se descompun în elemente simple (dulapi orizontali, dulapi verticali, spraițuri sau rigle de cadre orizontale) solicitate fiecare la o cotă parte din împingerea pământului. Atât dulapii orizontali, dulapii verticali, cât și riglele cadrelor orizontale se calculează la încovoiere, considerându-se grinzi simplu rezemate între două puncte succesive de sprijinire, deci fără a ține seama de continuitatea lor. Spraițurile se consideră solicitate axial la compresiune.

12.3.6. MĂSURI DE TEHNICA SECURITĂȚII MUNCII LA LUCRĂRILE DE SĂPĂTURI ȘI SPRIJINIRI

La executarea lucrărilor de săpături și sprijiniri se pot produce accidente grave, atunci când nu se respectă măsurile de securitate a muncii, specifice fiecărei categorii de lucrări.

Înainte de începerea lucrărilor de săpături, trebuie studiat cu atenție planul de gospodărire subterană al amplasamentului, respectiv stabilite

precis pe teren traseele, natura și modul de amplasare al diverselor instalații subterane. În apropierea conductelor de gaze, trebuie să se lucreze cu grijă, fără a folosi răngi sau tirnăcoape. În cazul în care se execută săpături în apropierea unor cabluri electrice subterane, aflate sub tensiune, lucrările se vor executa numai după ce curentul a fost oprit. Dacă acest lucru nu este posibil, sînt necesare măsuri speciale care să asigure protecția și securitatea muncitorilor săpători.

În cazul executării săpăturilor în vecinătatea sau sub nivelul fundațiilor unei construcții existente, este interzisă începerea săpăturii, înainte de efectuarea unei cercetări atente a naturii terenului și a stării fundațiilor, respectiv luarea măsurilor necesare de consolidare prin sprijinire a acestora.

Sprijinirile săpăturilor trebuie să fie executate din material sănătos, nefolosindu-se dulapi cu noduri, lemnărie putredă sau materiale de dimensiuni prea mici. Pentru a putea așeza pe sprăituri sau pe cadrele orizontale, platforme folosite cu releu la evacuarea pămîntului din săpături, este necesar a se face asigurarea acestora prin reazeme.

Deoarece pereții verticali ai gropilor de fundații suferă umflări, respectiv retrageri din cauza variațiilor de umiditate, trebuie să se controleze zilnic starea elementelor sprijinirii și să se ia măsuri imediate de consolidare, dacă se constată că unele elemente sînt pe cale să cedeze datorită suprasolicitărilor.

12.4. PALPLANȘE

12.4.1. GENERALITĂȚI

Palplanșele sînt elemente speciale de sprijinire care se folosesc în cazul unor săpături cu pereți verticali, adînci, a căror cotă coboară sub nivelul apelor subterane (sau de suprafață).

Astfel de cazuri apar frecvent la lucrările de fundații a unor construcții cum ar fi: baraje, ecluze, pile, culee etc., unde folosirea sprijinirilor obișnuite nu este suficientă.

Scopul utilizării palplanșelor la executarea fundațiilor, în aceste cazuri, constă atît în sprijinirea pereților săpăturii, cît și în crearea unei incinte etanșe în care apa nu se mai poate infiltra. În acest sens palplanșele se bat în teren pînă la un strat impermeabil, înainte de săpare, creînd pereți care închid incinta în jurul gropii de fundație. Efectuînd săpătura și evacuînd apa din groapa de fundație, se poate executa în continuare fundația la uscat.

Palplanșele se folosesc, de asemenea, la crearea batardourilor, care izolează groapa de fundație, atunci cînd fundațiile se execută în albia riurilor sau fluviilor.

În afară de aceste lucrări, unde folosirea palplanșelor are caracter provizoriu (după terminare se recuperează), palplanșele se pot folosi și ca elemente definitive în construcții cum ar fi: ecrane de impermeabilizare sub construcții hidrotehnice, asigurarea stabilității zidurilor de sprijin, cheiuri etc.

Palplanșele pot fi executate din lemn, metal sau beton armat. Alegerea tipului de palplanșe pentru utilizare la o anumită lucrare, depinde de natura lucrării și de mărimea solicitărilor.

12.4.2. PALPLANȘE DIN LEMN

Palplanșele din lemn se confecționează din lemn ecarisat special, de 8—20 cm grosime și mai rar din lemn rotund sau semirond. Pe șantier, în lipsă de lemn ecarisat special se pot executa palplanșe din scînduri sau dulapi bătuți în cuie. Palplanșele din lemn se folosesc în general pentru închiderea unor incinte mai mici și la adîncimi mai reduse, cel mult pînă la 8,00 m. Grosimea palplanșelor depinde de lungimea lor și de consistența terenului în care se bat. În tabela 12.2. sînt date informativ dimensiunile uzuale ale palplanșelor din lemn.

Tabela 12.2

Dimensiunile uzuale ale palplanșelor din lemn.

Lungimea [m]	2—3	3—5	5—7	7—9	9—10
Grosimea [cm]	5	7—10	10—15	15—18	18—20

Pentru a se putea realiza o bună etanșeitate a pereților de palplanșe, fețele de contact ale acestora se prelucrează în formă de triunghi (dintări), nuturi laterale (falțuri) sau lamb și uluc (fig. 12.17, a, b, c). Cea mai bună etanșeitate a pereților se obține folosind palplanșe cu lamb și uluc, care se pot confecționa prin prelucrare sau din dulapi bătuți în cuie (fig. 12.17, d).



Fig. 12.17. Planșe din lemn :

a — formă de triunghi; b — nut lateral; c — lamb și uluc prin ecarisare; d — lamb și uluc din elemente compuse.

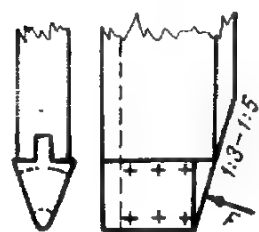


Fig. 12.18. Preluarea virfului palplanșelor din lemn.

Virful palplanșei se ascute în așa fel ca, în decursul baterii aceasta să fie presată spre palplanșa vecină, sporind astfel etanșeitatea pereților (fig. 12.18).

În terenuri mai tari, virful palplanșelor se protejează cu sabot metalic. De asemenea, capul palplanșei se încercuiește cu un inel metalic din tablă de 4—6 mm, pentru a nu fi distrus de către berbec în timpul baterii.

Rigidizarea pereților de palplanșe se realizează cu ajutorul unor piloți de colț, iar dacă lungimea peretelui este mare, se dispun și piloți intermediari, la distanțe de 4—5 m. Una din palplanșele vecine cu piloții de rigidizare are profil special (triunghi la ambele capete fig. 12.19).

Bateria palplanșelor din lemn se face cu ajutorul sonetelor de tip ușor (greutatea berbecului de cca. 200 daN), cu ciocane pneumatice sau prin vibrație. Realizarea unui perete începe cu bateria piloților de colț și intermediari de rigidizare, pe care se montează cleștii pentru ghidarea palplanșelor în timpul baterii (fig. 12.20). În spațiul dintre clești, care este mai mare decât grosimea palplanșei cu circa 1 cm, se înșiră palplanșele care se bat pe lungimea unui panou (distanța dintre doi piloți).

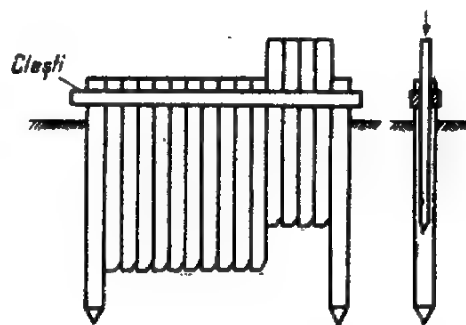


Fig. 12.20. Ghidarea planșelor din lemn în timpul baterii.

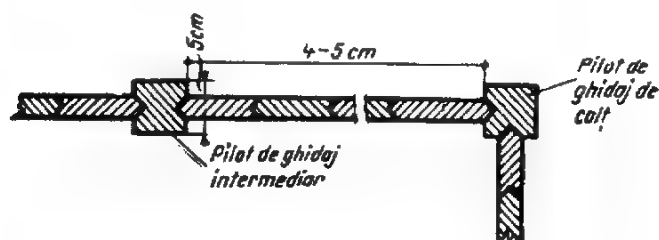


Fig. 12.19. Rigidizarea pereților de palplanșe din lemn.

Palplanșele se bat în teren câte una sau câte două, prinse între ele. Bateria primei palplanșe sau a primei perechi de palplanșe nu se face la început până la cotă, ci se bat pe rând toate palplanșele dintr-un panou în etape de 0,5—1,0 m.

12.4.3. PALPLANȘE METALICE

Palplanșele metalice se folosesc la sprijinirea unor săpături cu înălțime mare, a căror cotă coboară sub nivelul apelor subterane, precum și la lucrări maritime și fluviale. Rezistența la încovoiere a palplanșelor metalice este mare, iar pereții realizați din aceste palplanșe au etanșeitate mai bună decât cei alcătuiți din palplanșe de lemn. Principalele avantaje ale palplanșelor metalice sînt :

- fiind elemente cu secțiune redusă și rezistență mare se pot bate și în terenuri compacte ;
- au rezistență la încovoiere mare și ca atare se pot sprijini cu ajutorul lor înălțimi mari de pământ, fără alte sprijiniri intermediare ;
- pereții din palplanșe metalice sînt foarte etanși, datorită tipurilor speciale de îmbinări între palplanșe ;
- au o durată mare de serviciu, putînd fi recuperate integral și reutilizate de mai multe ori ;
- avînd lungimi mari (20—25 m), permit crearea unor incinte cu adîncimi mari, care uneori înlocuiesc alte sisteme de executare a săpăturilor adînci mai costisitoare (de exemplu chesoane cu aer comprimat).

Palplanșele metalice se confecționează din oțeluri speciale, rezistente la acțiunea apei și puțin casante.

Pentru ca pereții de palplanșe metalice să aibă o rezistență cît mai mare la încovoiere, forma acestora este ondulată, ondulare care se obține prin însăși profilul palplanșelor. Modul de alcătuire al pereților și profilurile palplanșelor metalice, utilizate mai frecvent la lucrările de săpături pentru fundații, sînt prezentate în figura 12.21.

În figura 12.22 se prezintă cîteva profiluri de palplanșe metalice utilizate la lucrările de canalizare, unde lățimea săpăturilor este mult mai mică decât adîncimea (palplanșe de canal).

Etanșeitatea pereților în locul îmbinărilor dintre palplanșe se mărește prin turnarea de bitum topit în timpul baterii, sau după batere. Curburile continue a pereților se realizează prin intermediul pieselor de îmbinare pe care le are fiecare palplanșă, iar schimbările bruște de direcție,

Fig. 12.21. Palplanșe metalice :
a — cu profil U; b — cu profil S;
c — cu profil Z.



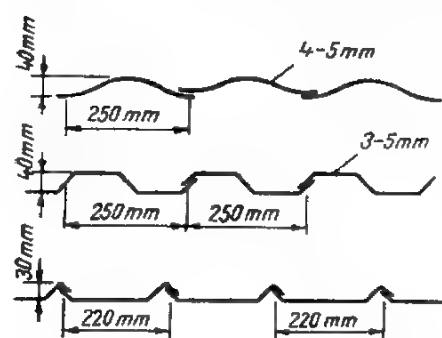


Fig. 12.22. Palplanșe metalice de canal.

cu ajutorul unor palplanșe de colț, care sînt forme special laminate, sau confectionate pe șantier prin sudură.

Utilizarea rațională și eficientă a diferitelor tipuri de palplanșe metalice se poate aprecia prin indicii de calitate, cum ar fi raportul dintre modul de rezistență și greutate pe metru liniar al palplanșei :

$$I_c = \frac{W}{G} \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{daN/m}} \right] \quad (12.5)$$

Baterea palplanșelor metalice este o operație asemănătoare baterii palplanșelor de lemn. În acest sens, se folosesc sonete cu berbeci care ajung la 800 daN, sau metode moderne ca vibrarea, vibropercuția sau vibropresarea.

Recuperarea palplanșelor metalice de la lucrările provizorii este o problemă foarte importantă. Frecarea laterală care se opune forței de extragere este mare, ceea ce face ca extragerea să fie foarte grea. Reducerea acestei forțe se poate obține prin aplicarea metodei vibrării, care constă în montarea unui vibrator pe capul palplanșei, ce funcționează concomitent cu aplicarea forței statice de extragere.

12.4.4. PALPLANȘE DIN BETON ARMAT

Palplanșele din beton armat se folosesc mai rar la construcții obișnuite cu caracter provizoriu. Ele se folosesc în general atunci cînd rămîn înglobate definitiv în construcție. Cel mai frecvent se utilizează la lucrări hidrotehnice ; ziduri de chei, estacade, regularizări etc.

Palplanșele din beton armat pot fi : prefabricate și turnate pe loc.

Palplanșele prefabricate sînt turnate în cofraje de lemn sau metalice și sînt puse în operă după perioada de întărire.

Avantajele palplanșelor din beton armat constau în faptul că sînt rezistente la acțiunea apelor, se pot executa cu secțiuni foarte rezistente și

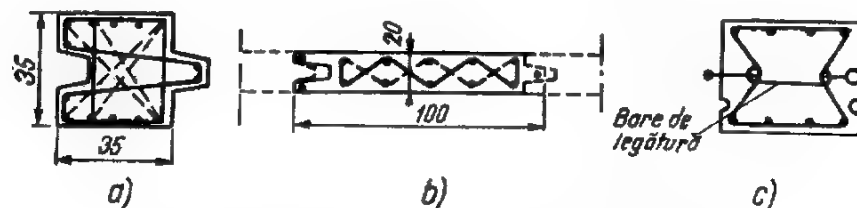


Fig. 12.23. Palplanșe prefabricate din beton armat :
a, c — de mare rezistență; b — de lungime redusă.

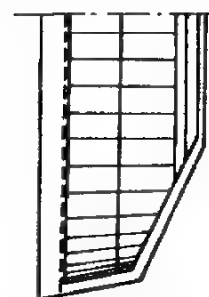


Fig. 12.24. Detaliu de vîrf al palplanșelor din beton armat.

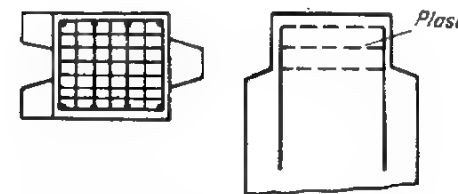


Fig. 12.25. Detaliu de cap al palplanșelor din beton armat.

se pot adopta cele mai avantajoase profile din punct de vedere al rezistenței secțiunii. În același timp, prezintă și dezavantajul că sînt elemente grele, iar introducerea în teren cere instalații complexe. Introducerea în teren se poate face prin batere cu soneta, prin vibrare, vibropercuție sau vibropresare.

Pentru a putea realiza îmbinarea palplanșelor în cadrul unui perete, în secțiune transversală profilul acestora este de regulă cu lamb și uluc (fig. 12.23).

Virful palplanșelor de beton armat se prelucurează asemănător celor de lemn, prin ascuțire într-o parte, spre a fi presate una lingă alta în timpul baterii (fig. 12.24). Rezistența virfului ca și întregul corp al palplanșei este asigurată de armătura longitudinală și de etrieri. Pentru a nu se distruge la batere, capul palplanșei se armează cu plase așezate în mai multe rinduri, sau cu etrieri mai deși (fig. 12.25).

În timpul baterii, capul palplanșelor din beton armat se protejează cu o căciulă formată dintr-o piesă metalică, un dop de lemn și nisip sau rumeguș de lemn.

12.4.5. NOȚIUNI PRIVIND CALCULUL PALPLANȘELOR

Pentru calculul static și de dimensionare al palplanșelor trebuie să se cunoască : forțele exterioare care acționează asupra pereților de palplanșe, condițiile de rezemare, precum și caracteristicile fizice și mecanice ale straturilor de pămînt în care sînt bătute palplanșele. Forțele care acționează asupra pereților de palplanșe provin în general din presiunea activă și pasivă a pămîntului, precum și din presiunea apei.

În ce privesc condițiile de rezemare și de încărcare a palplanșelor (fig. 12.26, a, b, c) se disting următoarele cazuri :

- palplanșe neancorate la partea superioară (libere) și încastrate la partea inferioară în teren ;
- palplanșe ancorate la partea superioară și încastrate la partea inferioară în teren ;

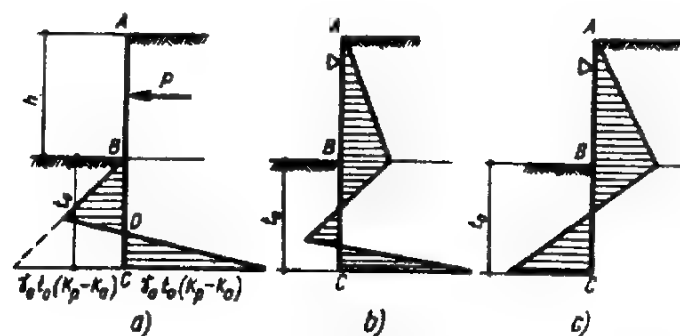


Fig. 12.26. Scheme statice de rezemare și de încărcare a palplanșelor :
a — libere-încăstrate; b — ancorate-încăstrate; c — ancorate-sprînjinite.

— palplanșe ancorate la partea superioară și sprijinite la partea inferioară în teren.

Calculul static și de dimensionare al palplanșelor constă în stabilirea adâncimii de batere necesară unei încadrări în teren care să asigure echilibrul palplanșei, precum și în verificarea secțiunii la încovoiere. La pereții ancorați se impune și verificarea ancorajului.

Calculul palplanșelor libere la partea superioară și încăstrate la partea inferioară. Analizând diagrama simplificată din figura 12.26, a se observă că sub acțiunea forței P , palplanșa fiind considerată rigidă, suferă o deformare prin rotire în jurul unui punct D . Acest lucru face ca terenul pe adâncimea de batere t_0 să reacționeze cu diferența dintre rezistența pasivă și împingerea activă.

Pentru calcul se adoptă o diagramă de presiuni și mai simplificată (fig. 12.27), considerând că presiunea pe partea stângă a peretelui variază liniar pînă la adâncimea t_0 , iar diagrama din dreapta (sub punctul D) se înlocuiește cu o forță concentrată R .

S-a constatat că această simplificare se poate face pentru calcul, cu condiția ca adâncimea reală de batere să se ia :

$$t = (1,2 - 1,25)t_0.$$

Introducînd această simplificare în schema de încărcare, una din necunoscutele problemei (poziția punctului de rotire D) a fost eliminată, rămînînd numai două necunoscute; adâncimea t_0 și mărimea rezultantei R . Forța P este cunoscută, ea reprezentînd rezultanta împingerii din pămînt, eventual din suprasarcină și apă, pe înălțimea h .

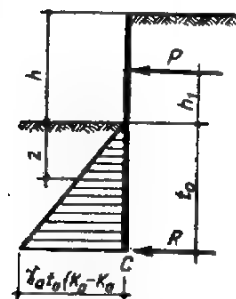


Fig. 12.27. Schema de calcul a palplanșelor libere-încăstrate.

Pentru determinarea valorilor t_0 și R se scriu ecuațiile de echilibru static :

$$\sum X = 0; \quad (12.6)$$

$$(\sum M)_B = 0. \quad (12.7)$$

Folosind notațiile din figura 12.27 se obține :

$$\gamma_a (K_p - K_a) \frac{t_0^2}{2} - P - R = 0, \quad (12.8)$$

$$\gamma_a (K_p - K_a) \frac{t_0^2}{2} \frac{2}{3} t_0 + Ph_1 - Rt_0 = 0, \quad (12.9)$$

sau :

$$A \frac{t_0^2}{2} - P - R = 0 \quad (12.8')$$

$$A \frac{t_0^3}{3} + Ph_1 - Rt_0 = 0, \quad (12.9')$$

unde :

$$A = \gamma_a (K_p - K_a).$$

Explicitînd valoarea lui R din relația (12.8') și înlocuind-o în (12.9') se obține o ecuație de gradul trei neomogenă :

$$At_0^3 - 6Pt_0 - 6Ph_1 = 0. \quad (12.10)$$

Soluția reală a acestei ecuații dă mărimea adâncimii t_0 , cu ajutorul căreia se poate determina adâncimea reală t de batere a palplanșei.

Pentru determinarea secțiunii z în care momentul încovoietor este maxim, se pune condiția de anulare a forței tăietoare :

$$T_z = P - \gamma_a (K_p - K_a) \frac{z^2}{2} = 0,$$

sau :

$$P - A \frac{z^2}{2} = 0,$$

$$z = \frac{2P}{A}. \quad (12.11)$$

Momentul maxim va fi :

$$M_{max} = P(h_1 + z) - A \frac{z^3}{6}. \quad (12.12)$$

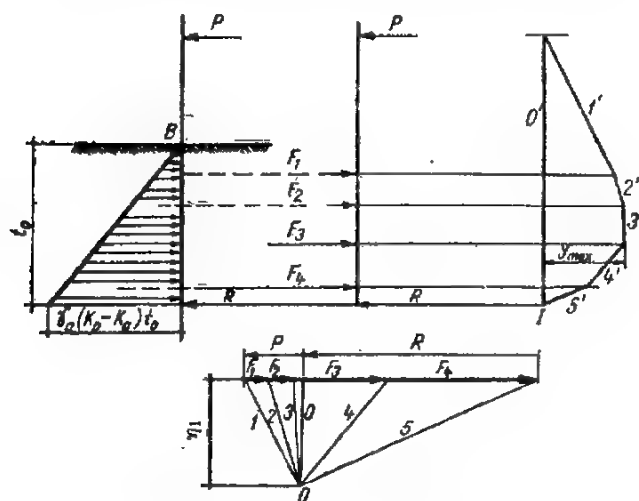


Fig. 12.28. Calculul grafic al palplanșelor libere-încastrate.

Problema se poate rezolva și grafic admitînd aceeași schemă simplificată de încărcare. Se impune de la început o valoare arbitrară pentru adîncimea t_0 . Suprafața diagramei de presiune de pe înălțimea t_0 se împarte în tronsoane, înlocuind-o cu forțele concentrate $F_1, F_2, F_3 \dots$ corespunzătoare mărimii fiecărui tronson, și acționînd în dreptul centrului de greutate al tronsoanelor (fig. 12.28).

Cu forțele $F_1, F_2 \dots$ și P , care sînt cunoscute, se construiește poligonul forțelor care se închide cu valoarea forței R , rezultînd astfel valoarea acesteia. Pentru a vedea dacă mărimea forței R , astfel determinată, asigură echilibrul palplanșei și deci adîncimea t_0 a fost bine aleasă (mărimea lui R fiind în funcție de t_0), se construiește și poligonul funicular. Dacă poligonul funicular se închide pe suportul rezultantei R , adică punctul de intersecție I al primei raze vectoriale O' cu ultima $5'$ se găsește pe acest suport, înseamnă că adîncimea impusă t_0 este bună. Adîncimea reală de batere va fi :

$$t = (1,20 - 1,25)t_0.$$

Problema se rezolvă făcînd mai multe încercări, de fiecare dată mărind sau micșorînd pe t_0 impus inițial, cu o anumită citime.

Valoarea momentului maxim se obține luînd din poligonul funicular, corespunzător ultimei încercări, ordonata maximă y_{max} și amplificînd-o cu distanța polară r_1 , adică :

$$M_{max} = r_1 y_{max}. \quad (12.13)$$

12.4.6. ANCORAREA PEREȚILOR DE PALPLANȘE

Ancorarea pereților de palplanșe se realizează cu ajutorul unor elemente de ancorare, care au rolul de a prelua în condiții bune de stabilitate și rezistență, forța de ancoraj. Forța de ancorare T reprezintă o parte din împingerea pămîntului sprijinit, iar valoarea ei rezultă din calculul privind stabilirea adîncimii de batere a palplanșelor ancorate [10]. Elementele de ancorare pot fi alcătuite din plăci continue sau izolate, blocuri de beton, piloți înclinați etc., iar legătura dintre acestea și peretele de palplanșe se realizează prin intermediul unor tiranți.

În cazul ancorării cu placă continuă (fig. 12.29), rezistența pe care o opune această placă depinde de rezistența pasivă a pămîntului din fața ei. Pentru ca placa să se deplaseze datorită forței de ancoraj, prisma de pămînt cu baza LMN și înălțime unitară trebuie să fie dislocată. Pentru ca stabilitatea plăcii de ancorare să fie asigurată trebuie să fie satisfăcută relația :

$$T + \frac{\gamma_a h_1^2}{2} K_a \leq \frac{1}{\eta} \frac{\gamma_a h_1^2}{2} K_p, \quad (12.14)$$

sau :

$$T \leq \frac{\gamma_a h_1^2}{2} \left[\frac{1}{\eta} K_p - K_a \right], \quad (12.15)$$

unde η este un coeficient de siguranță ($\eta = 1,3 - 1,5$).

Pentru mărirea siguranței stabilității, se recomandă ca placa de ancorare să fie plasată în afara zonei delimitate de planul limită de alunecare, corespunzător împingerii active a pămîntului asupra peretelui, suprafața terenului și peretele de palplanșe. Dacă în locul plăcii continue se folosesc plăci izolate (fig. 12.30), mărimea forței rezistente pe suprafața unei plăci va fi mai mare decît cea corespunzătoare suprafeței cu aceleași dimensiuni de pe placa continuă. Aceasta se datorește faptului că, volumul de pămînt care va fi dislocat în cazul depășirii echilibrului, va fi mai mare decît în primul caz (problema fiind spațială).

În cazul ancorării cu piloți înclinați (fig. 12.31), forța de ancoraj se descompune după direcțiile celor doi piloți. Pilotul 1 va

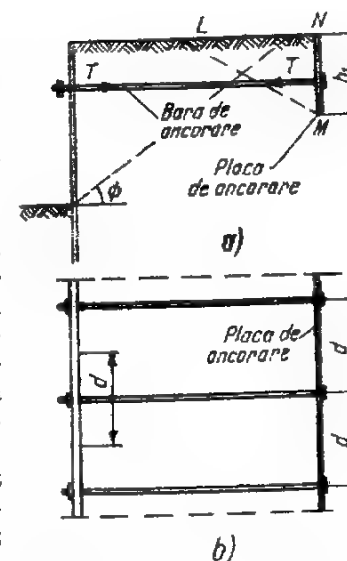


Fig. 12.29. Schema de ancorare cu placă continuă : a — secțiune transversală; b — vedere în plan.

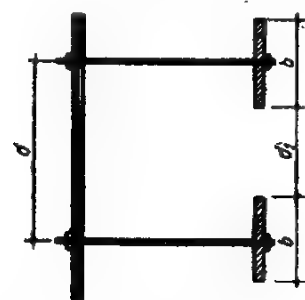


Fig. 30. Schema de ancorare cu plăci izolate.

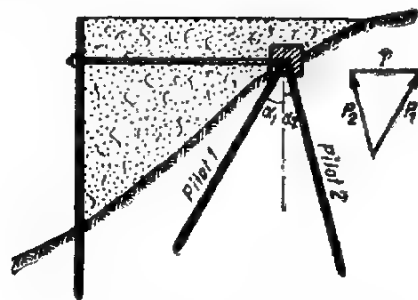


Fig. 12.31. Schema de ancorare cu piloți.

fi solicitat la forța de compresiune P_1 , iar pilotul 2 la forța de smulgere P_2 . Valorile acestor forțe se pot obține grafic sau analitic cu relațiile :

$$P_1 = T \frac{\cos \alpha_2}{\sin (\alpha_1 + \alpha_2)}, \quad (12.16)$$

$$P_2 = -T \frac{\cos \alpha_1}{\sin (\alpha_1 + \alpha_2)}. \quad (12.17)$$

12.5. ECRANE DE IMPERMEABILIZARE

În locul palplanșelor, în special a celor de beton armat, se pot utiliza ecrane impermeabile (pereți) din argile tixotrope (bentonite). Soluțiile tixotrope de argilă au calitatea de a se prezenta ca un lichid în timpul prelucrării, putînd fi amestecate și turnate la fel ca betonul.

În jurul gropii de fundație se sapă șanțuri verticale pînă la stratul impermeabil (fig. 12.32), în care se introduce soluția de argilă tixotropă (noroi bentonitic). După un anumit timp de la introducerea, se schimbă starea de echilibru interior, producîndu-se fenomenul de coagulare și amestecul devine o masă de argilă impermeabilă, cu o rezistență mare la tăiere. Pereții astfel construiți nu permit infiltrarea apei în groapa de fundație, însă nu au rezistența suficientă pentru a prelua împingerea pămîntului, adică nu pot avea și rol de sprijiniri. Din această cauză săpătura pentru groapa de fundație se execută în taluz (fig. 12.32, b).

Șanțurile în care se introduce noroiul bentonitic se pot executa prin dragare sau cu săpătoare de șanțuri. O metodă relativ simplă dar îngreioasă pentru executarea acestor șanțuri înguste și adînci constă în folosirea unui lanț cu noduri, supus unei mișcări alternative (fig. 12.33). Execuția începe cu forarea la distanțe egale a unor puțuri netubate. În timpul forării, pentru împiedicarea prăbușirii pereților și evacuarea detritusului, se folosește noroi bentonitic introdus sub presiune. La aceste foraje

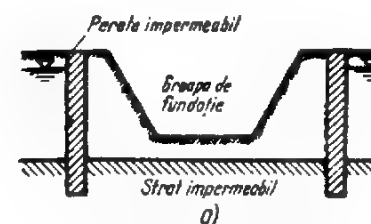
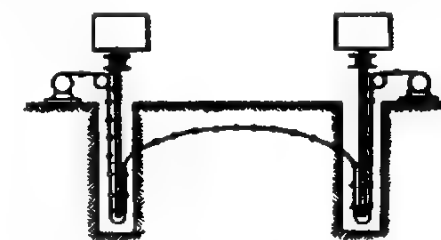
Fig. 12.32. Incintă din ecrane impermeabile :
a — secțiune transversală; b — vedere în plan.

Fig. 12.33. Schița instalației folosită la executarea ecranelor impermeabile din argile tixotrope.

se introduc bare tubulare ghidate și lestate, prevăzute la partea inferioară cu cîte un scripete, peste care trece lanțul cu noduri. Lanțul este condus apoi prin intermediul a încă doi scripeți la două troluri. Printr-o mișcare alternativă, realizată cu ajutorul trolurilor, lanțul cu noduri taie un șanț în teren între cele două foraje. Paralel cu executarea șanțului se introduce și noroi bentonitic sub presiune, care este antrenat și distribuit de lanț în interiorul șanțului pe toată înălțimea sa. Noroiul bentonitic fiind introdus sub presiune prin interiorul tijelor de foraj sau a barelor tubulare, pînă la partea inferioară a puțului, va produce și ridicarea la suprafață a detritusului rezultat la forare, respectiv la tăierea șanțului.

Pentru realizarea ecranelor impermeabile din noroi bentonitic cu ajutorul lanțului cu noduri, există instalații speciale la care lanțul este montat direct pe tijele utilajului de forat.

12.6. PILOȚI SECANȚI

În cazurile cînd adîncimea de fundare este mare (8—10 m), iar din lipsa de spațiu nu se poate crea o incintă prin ecrane de impermeabilizare, pentru a putea săpa groapa de fundație și executa fundația la uscat, se pot folosi pereți alcătuiți din piloți secanți. Aceștia au uneori și rol de sprijinire a malurilor săpăturii, însă se fac pentru izolarea gropii de fundație împotriva apei.

Pereții din piloții secanți au în general caracter definitiv, ei fiind în final înglobați în corpul fundației. Piloții secanți se execută prin turnarea la fața locului din beton, bentonită și uneori beton armat.

Un perete continuu impermeabil și rezistent (fig. 12.34) se obține prin intercalarea secantă a piloților de bentonită cu piloți de beton simplu, sau a celor de beton simplu cu piloți de beton armat. Așa, de exemplu,

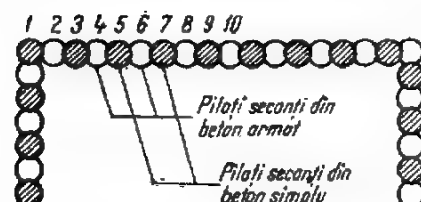


Fig. 12.34. Perete impermeabil din piloți secanți.

pentru realizarea peretelui din piloți secanți, schițat în figura 12.34, se forează și se execută mai întâi piloții din beton simplu 1, 3, 5...). În interspațiile dintre ei, înainte de întărirea betonului, se forează și se execută secant secțiunii lor, piloții de beton armat 2, 4, 6...).

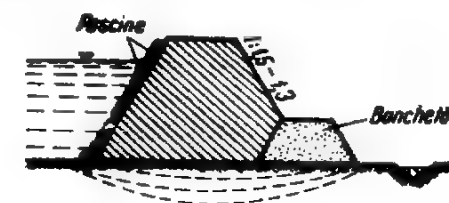
Executarea unui pilot secant constă în forarea unei găuri în teren cu ajutorul unei instalații de foraj. Concomitent cu aceasta se introduce prin tija de foraj noroi bentonitic sub presiune, care ieșind la partea inferioară a forajului, antrenează și scoate la suprafață detritusul. Totodată noroiul bentonitic menține și stabilitatea pereților forajului. Noroiul bentonitic amestecat cu detritus este colectat la suprafață, unde se separă reintroducându-l din nou în circuit. Când forarea este terminată, în gaura de foraj rămâne numai noroi bentonitic, care prin fenomenul de tixotropie se transformă în gel, obținându-se un pilot din bentonită. Dacă piloții se fac din beton simplu sau beton armat, se procedează la o spălare cu apă curată a noroiului bentonitic, până când aceasta se fluidifică și permite introducerea coloanelor de betonare, respectiv montarea armăturii la cei de beton armat. La executarea betonării se iau toate măsurile privind turnarea betonului sub apă (v. cap. 14).

12.7. DIGURI DE PĂMÎNT

Digurile de pământ se folosesc pentru crearea unor incinte mari, în vederea executării la uscat a fundațiilor în ape de suprafață (ape ougătoare, lacuri etc.) a unor construcții ca: hidrocentrale, cheiuri și alte lucrări portuare, baraje și deversoare, culei de poduri etc. În general, pentru construirea digurilor se caută a se folosi pe cât posibil materialele locale, dintre care cel mai indicat este argila nisipoasă. Experiența a dovedit că se pot executa diguri în condiții optime din pământuri cu un conținut de 60—75% nisip fin, plus 40—25% argilă, amestec ce poate fi bine compactat și este suficient de impermeabil. Secțiunea transversală verticală a digurilor este trapezoidală, cu o lățime a coronamentului în jur de 1,0—2,0 m și o înclinare a taluzurilor de 1:1,5—1:3 (fig. 12.35).

În ape curgătoare cu viteze mai mari de 0,1 m/sec, taluzul dinspre apă se protejează cu fascine de nuiele, cu blocuri de piatră, plăci de lemn etc.

Fig. 12.35. Dig de pământ.



La baza taluzului opus apei se prevede o banchetă din pământ permeabil care mărește stabilitatea digului, îndeplinind totodată și rol de filtru invers.

În ceea ce privește stabilitatea la alunecare datorită împingerii apei, aceasta este asigurată dacă forța de frecare dintre corpul digului și terenul de bază este mai mare decât rezultanta presiunii hidrostatice, adică este satisfăcută relația:

$$\frac{G_{sa} \operatorname{tg} \delta}{\frac{\gamma_w h_a^2}{2}} \geq 1,5, \quad (12.18)$$

unde:

- G_{sa} este greutatea digului sub apă pe metru liniar;
- δ — unghiul de frecare dintre dig și terenul de bază;
- h_a — înălțimea apei;
- γ_w — greutatea specifică a apei.

Pentru a asigura stabilitatea digului este necesar ca la execuție să se asigure o bună legătură între dig și terenul de bază. În acest sens suprafața de contact se curăță de stratul superficial (nămol, pământ roditor) și numai după aceea se începe executarea umpluturii digului, care se compactează cu mijloace mecanice. Dacă pământul din care se construiește digul nu este suficient de impermeabil, impermeabilitatea digului se poate asigura printr-un simbur de argilă, de beton sau perete de palplanșe, înglobat în corpul digului și dus în adâncime, dacă e posibil, până la un strat de teren impermeabil (fig. 12.36).

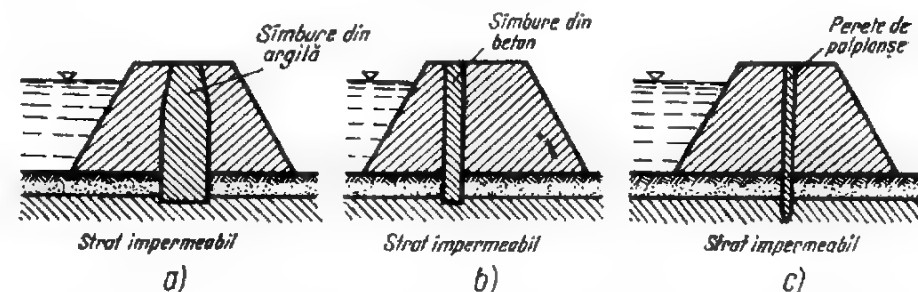


Fig. 12.36. Diguri de pământ prevăzute cu sisteme de impermeabilizare: a — cu simbur de argilă; b — cu simbur din beton; c — cu perete din palplanșe.

12.8. BATARDOURI

Cînd condițiile locale nu permit executarea digurilor de pămînt (lipsă de material, adîncime, debit și viteză mare a apei) se utilizează batardourile.

Batardourile sînt construcții provizorii alcătuite din pereți simpli sau dubli de palplanșe și umpluturi de pămînt sau beton. Cele mai simple batardouri sînt alcătuite dintr-un perete simplu din palplanșe de lemn, prevăzute cu piloți de rigidizare de 1,5—2 m, avînd o umplutură de pămînt înspre apă (fig. 12.37).

Acest tip de batardou se execută pînă la înălțimi de maximum 2 m și în ape stătătoare sau cursuri de apă cu o viteză foarte mică, pentru ca umplutura să nu fie antrenată.

Soluția constructivă tipică de batardou este cea prezentată în fig. 12.38; aceasta este alcătuită din doi pereți de palplanșe metalice sau din lemn, încastrați la partea inferioară în teren și legați la partea superioară prin tiranți. Între pereți se introduce umplutură de pămînt (de preferință și aici argilă nisipoasă) care se compactează, sau beton.

Umplutura de pămînt sau betonul sporesc considerabil impermeabilitatea batardourilor, respectiv a incintei create cu ajutorul lor. Dimensiunile batardourilor rezultă pe baza calculului static și de dimensionare. În literatură se dau unele recomandări referitoare la stabilirea dimensiunilor batardourilor:

- pentru înălțimi mici ($h_b \leq 2,5$ m), lățimea batardoului b se ia, de obicei, egală cu înălțimea coloanei de apă h_a ;
- pentru înălțimi mai mari ($h_b > 2,5$ m), lățimea batardoului se poate reduce la: $b = 0,85 h_a$;
- înălțimea batardoului trebuie să depășească cu cel puțin 50 cm înălțimea coloanei de apă corespunzătoare nivelului maxim.

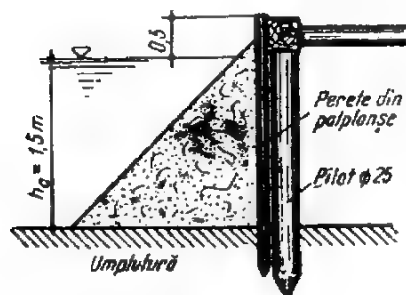


Fig. 12.37. Batardou cu un singur perete.

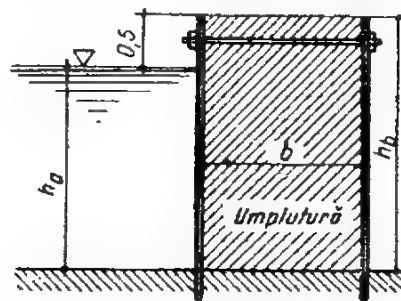


Fig. 12.38. Batardou cu doi pereți.

12.9. EVACUAREA APEI DIN INCINTA GROPII DE FUNDAȚIE

12.9.1. GENERALITĂȚI

Alegerea metodei de executare a lucrărilor de săpătură și a fundațiilor depinde, în mare măsură, de prezența apei subterane în zona amplasamentului construcției. Prezența apei îngreunează foarte mult lucrările de fundații. Atît săpăturile, cît și lucrările de betonare devin foarte complicate și costisitoare, iar lucrările de izolație nu se pot executa în prezența apei. Datorită acestor cauze este necesar să se ia măsuri fie de îndepărtare a apei, fie de izolare completă a incintei gropii de fundație. Excepție fac doar unele lucrări (în special hidrotehnice) la care proiectul de execuție indică metode de lucru sub apă.

Pentru evacuarea apei din incinta gropii de fundație, în vederea executării la uscat a fundațiilor, se folosesc două metode de principiu.

- evacuarea apei prin pompare directă din groapa de fundație;
- evacuarea apei prin coborîrea nivelului pinzei freatice astfel ca prin crearea unei depresiuni, nivelul superior al pinzei să se găsească mai jos decît cota fundului gropii de fundație.

Ultima metodă permite executarea la uscat a unor lucrări mai pretențioase de beton și beton armat, cum ar fi radierele și pereții de ecluze, rezervoarele subterane, silozuri etc.

Se menționează că, problema evacuării se referă la apa liberă din teren, care este supusă numai acțiunii gravitației. Apa capilară dacă există, precum și apa legată fizic sînt evacuate odată cu pămîntul săpat. Apar însă unele fenomene legate de apa capilară, de care e bine să se țină seama la executarea săpăturilor.

Pămîntul care conține apa capilară este mai greu decît același pămînt uscat sau cu umiditate oarecare, ceea ce duce la creșterea rezistenței de tăiere, respectiv la o săpare mai grea. De acest spor de greutate trebuie ținut cont și la decontarea transportului care se face pe tonaj, prin efectuarea unor verificări periodice a greutății specifice aparente a pămîntului.

12.9.2. EVACUAREA APEI PRIN POMPARÉ DIRECTĂ

Procedeul evacuării apei prin pompare directă se poate aplica numai la pămînturi cu granulație mai mare, care formează straturi stabile. Utilizarea pomparei directe în cazul nisipurilor fine, provoacă antrenarea particulelor fine, periclitînd stabilitatea generală a pămîntului din groapa de fundație și din jurul ei. De asemenea dacă stratificația terenului este mai puțin compactă, pomparea poate duce la surpări ale acestuia și a fundației datorită afuiierilor.

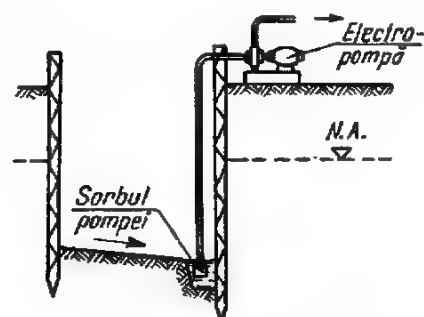


Fig. 12.39. Evacuarea apei prin pompare directă.

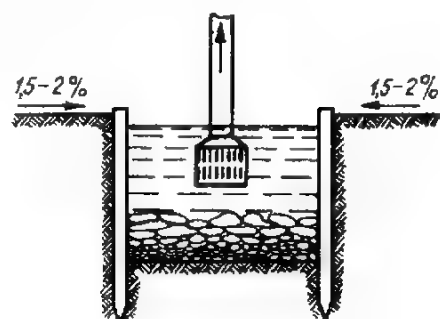


Fig. 12.40. Detaliu de puț colector.

Pentru a evacua apa din groapa de fundație, se sapă pe fundul gropii spre margini, niște puțuri colectoare de 80—100 cm diametru (respectiv laturi dacă puțurile au secțiune pătrată). Din puțurile colectoare apa se pompează cu ajutorul pompelor, evacuind-o prin conducte de refulare în afara zonei construcției (fig. 12.39).

Amplasarea puțurilor se face în afara conturului fundației respective pentru a nu stingheri turnarea betonului în fundație. Adâncimea lor este de circa 1 m față de nivelul fundului gropii, astfel ca prin pompare, nivelul apei să coboare cu cel puțin 50 cm mai jos decât fundul gropii. Executarea acestor puțuri se face, în funcție de condițiile locale, sau pe toată adâncimea prevăzută înainte de efectuarea săpăturii pentru fundație, sau printr-o adâncire concomitentă cu săparea gropii de fundație.

Pereții puțului se sprijinesc cu palplanșe sau cu tuburi din beton pentru a evita prăbușirea, iar fundul puțului se consolidează prin căptușire cu un strat de pietriș și bolovani (fig. 12.40).

În cazul unui gradient hidraulic mare, și a unor pământuri cu particule fine, în interiorul puțului se amenajează un filtru invers, pentru a preîntîmpina fenomenul de afuiere (fig. 12.41).

Filtrul invers se compune din câteva strate de nisip așezate pe fundul puțului, peste care urmează strate de pietriș cu granulație din ce în ce mai mare spre exterior, care împiedică afuierea și în care se montează sorbul pompei. Apa este dirijată spre puțurile colectoare prin amenajarea fundului gropii cu pante de 1,5—2‰. Uneori este mai avantajos să se asigure scurgerea spre puțuri prin canale de scurgere, care brăzdează fundul gropii și care pot trece și pe sub fundații. Aceste canale se căptușesc cu lemn, zidărie sau pot fi executate din tuburi prefabricate (ca la drenuri).

După ce puțurile, respectiv amenajarea fundului gropii, au fost făcute, în puțuri se așază sorbul și conducta de aspirație a agregatului de pompare. Pomparea se poate face cu pompe separate pentru fiecare puț, sau cu o singură pompă comună mai multor puțuri legate între ele. Alegerea

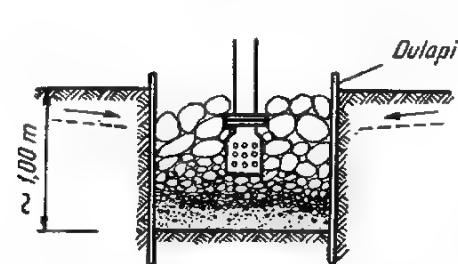


Fig. 12.41. Puț colector cu filtru invers.

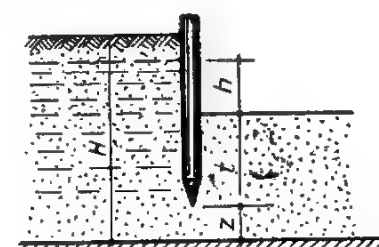


Fig. 12.42. Schema de calcul a debitului de evacuat.

pompelor se face pe baza debitului de apă necesar a fi evacuat pe oră, în același timp avîndu-se în vedere și înălțimea necesară de aspirație.

Mai jos se dă o formulă de calcul al acestui debit pentru cazul obișnuit al unui pământ de fundație îmbibat cu apă, cînd la adîncimea H față de nivelul apei subterane se găsește un strat impermeabil (fig. 12.42).

Debitul care trebuie evacuat este dat de relația :

$$Q = chkU \text{ [m}^3/\text{h]}, \quad (12.19)$$

unde :

- h este adîncimea gropii față de nivelul apelor subterane ;
- k — coeficientul de permeabilitate al pămîntului, în m/h ;
- U — perimetrul peretelui de palplanșe ;
- c — un coeficient ce rezultă din tabela 12.3.

Tabela 12.3

Valorile coeficienților c .										
$\frac{H}{h+t}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
1,00	1,39	1,13	0,98	0,88	0,78	0,70	0,61	0,52	0,42	0,36
0,75	1,20	0,95	0,81	0,70	0,61	0,53	0,46	0,39	0,30	0,23
0,50	1,12	0,89	0,74	0,64	0,56	0,48	0,41	0,34	0,27	0,22
0,25	1,08	0,84	0,70	0,60	0,52	0,45	0,39	0,32	0,25	0,21
0,00	1,02	0,80	0,67	0,58	0,50	0,42	0,38	0,31	0,24	0,20

Evacuarea apei prin pompare directă are avantajul că se poate realiza cu mijloace relativ simple, care de regulă se găsesc pe șantier. Ca dezavantaj se poate menționa faptul că, procedeul nu permite ca fundul gropii să fie uscat permanent, ceea ce îngreunează munca muncitorilor și turnarea betonului în fundații. De asemenea, prin pompare directă se produce o afluență intensă a apei în groapă, ceea ce dă naștere la un gradient hidraulic mare, care poate produce afuierea pămîntului din groapa de fundație, dacă acesta nu este suficient de compact.

12.9.3. COBORÎREA NIVELULUI APELOR SUBTERANE PRIN CREAREA UNEI DEPRESIUNI A PÎNZEI FREATICE

Această metodă constă în amenajarea unei rețele de puțuri filtrante în jurul gropii de fundație (fig. 12.43), din care se pompează apa, creîndu-se o depresiune locală a pînzei freatice. Dacă numărul de puțuri, respectiv debitul necesar de pompat, sînt determinate astfel ca prin această depresiune nivelul apelor subterane să coboare sub cota săpăturii, înseamnă că atît săpătura cît și fundațiile se vor executa la uscat.

Puțurile se execută prin forare tubată cu tuburi de protecție cu diametrul de 400—450 mm. Tubul de protecție se introduce în teren prin subspălare (folosind jet de apă sub presiune), prin batere sau vibrare pînă la nivelul stabilit pentru fundul puțului. În interiorul tubului de protecție se introduce un tub filtrant de 120—200 mm diametru, făcut din tablă zincată de 2—4 mm grosime. Partea filtrantă este prevăzută cu orificii cu diametrul de circa 6 mm, pe toată lungimea sa. Suprafața tuturor orificiilor trebuie să reprezinte în jur de 40% din suprafața laterală scufundată în apă. Tubul filtrant se înfășoară într-o sită metalică de alamă sau aluminiu, cu ochiuri a căror mărime depinde de pămîntul în care se forează puțul. În spațiul dintre cele două tuburi se introduce material drenant (pietriș), alcătuiindu-se un manșon foarte permeabil în jurul părții filtrante a tubului interior (fig. 12.44).

Pe măsura introducerii materialului drenant, tubul de protecție se extrage din teren. De obicei tuburile filtrante (puțurile) se leagă mai multe împreună formînd o grupă care este deservită de o pompă.

Dacă terenurile au o permeabilitate redusă, puțurile de diametru mare (puțuri filtrante) nu dau rezultate bune și se recomandă folosirea filtrelor aciculare.

Filtrele aciculare sînt alcătuite din tronsoane de țevi cu diametru de 1,5—2", îmbinate între ele cu mufe, care au montat la partea inferioară un element filtrant. Prin introducerea acestor filtre aciculare în teren și racordarea părților superioare la un colector absorbant (fig. 12.45) se poate realiza în mod obișnuit o coborîre a nivelului apelor subterane de 3—4 m. În plan, filtrele se așază la distanță de 1,00—1,20 m.

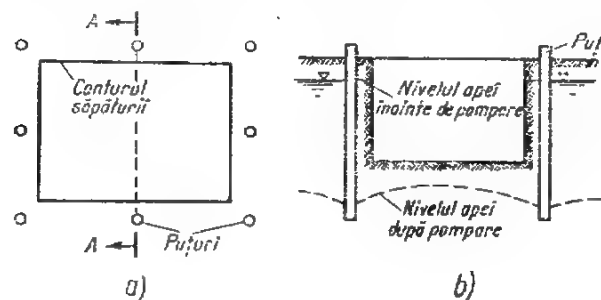


Fig. 12.43. Coborîrea nivelului apelor subterane cu ajutorul puțurilor filtrante:

a — dispunere în plan; b — secțiune transversală.

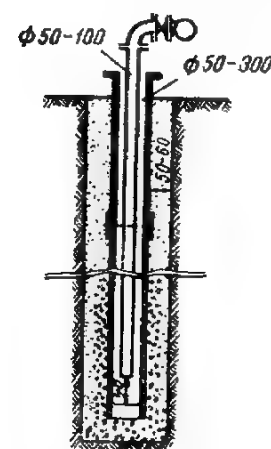


Fig. 12.44. Detaliu de puț filtrant.

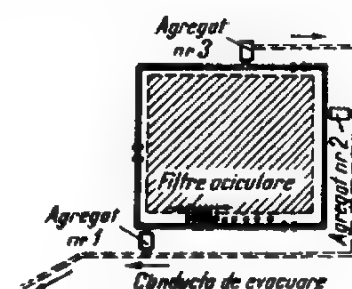


Fig. 12.45. Schema unei instalații de filtrare aciculare.

Dacă este necesară o coborîre a nivelului apelor subterane mai mare de 3—4 m, dar nu peste 7—8 m, atunci filtrele aciculare se așază etajate pe două nivele (fig. 12.46).

Elementul filtrant se compune din două tuburi concentrice, cel exterior avînd pereții găuriți pe o lungime de circa 1,2 m și înfășurați cu o plasă de sîrmă metalică. Partea inferioară a elementului filtrant este prevăzută cu o supapă de construcție specială (fig. 12.47).

Introducerea în teren a filtrelor aciculare se face pompînd apă sub presiune (5—6 atm) prin tubul interior (fig. 12.47, a). Curentul de apă spală pămîntul sub vîrf și dimprejurul filtrului, astfel că introducerea are loc la o forță de apăsare destul de mică. Apa care iese la suprafață de-a lungul pereților exteriori ai tubului spală părțile fine din jur, formîndu-se în jurul filtrului acicular o zonă de material grăunțos și permeabil, care va permite o circulație ușoară a apei subterane. După ce filtrul a ajuns la cota prescrisă, se oprește pomparea apei dinspre exterior spre interior și se face racordarea fiecărui filtru la colectorul absorbant. Colectorul absorbant se pune în legătură cu o pompă cu vacuum, care crează o

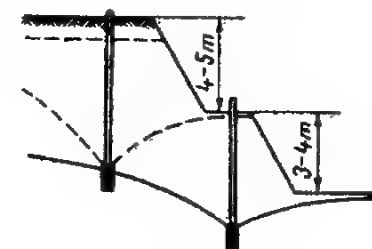


Fig. 12.46. Montarea etajată a filtrelor aciculare.

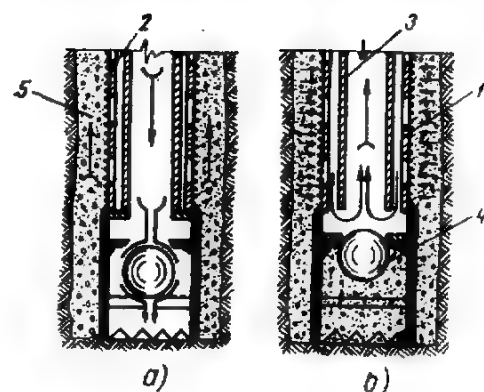


Fig. 12.47. Schema de funcționare a unui filtru acicular :

a — în timpul introducerii în teren; *b* — în timpul evacuării; 1 — sită; 2 — tub exterior; 3 — tub interior; 4 — supapă; 5 — strat de nisip spălat.

subpresiune în întreaga instalație. Acest lucru face ca supapa de la vârful elementului filtrant să se închidă și să oprească pătrunderea nisipului în filtru, apa pătrunzind numai prin sită, respectiv găurile din pereții tubului exterior al elementului filtrant (fig. 12.47, *b*).

13. FUNDAȚII DIRECTE

13.1. GENERALITĂȚI

Așa cum s-a arătat, un element hotărîtor în alegerea sistemului de fundare pentru o construcție îl constituie adîncimea de fundare. Se știe că, din punctul de vedere al adîncimii de fundare fundațiile construcțiilor se împart în : fundații de suprafață și fundații de adîncime.

Fundațiile de suprafață se utilizează atunci cînd stratul bun de fundare se găsește la adîncime mică față de nivelul terenului. Adîncimea de fundare în acest caz depinde numai de natura construcției (prezența subsolurilor) și de limita de îngheț. Fundațiile de suprafață transmit direct sarcinile de la construcție terenului pe care se sprijină, prin intermediul tălpii, fiind denumite *fundații directe*.

Sistemul de fundare directă are eficiență tehnico-economică ridicată, fiind indicat a se aplica în toate cazurile cînd rezistența și tasările straturilor de teren de la suprafață, asigură stabilitatea construcției respective.

13.2. CALCULUL PRESIUNILOR SUB TALPA FUNDAȚIEI

Pentru asigurarea stabilității unei construcții, fundația sa trebuie să repartizeze sarcina din construcție terenului de fundație, în așa fel, încît în nici un punct presiunea efectivă asupra pămîntului să nu depășească presiunea admisibilă p_a , iar tasarea pămîntului, respectiv a fundației, să fie mai mică decît valorile admise de practică, funcție de natura construcției.

Repartizarea reală a presiunilor pe terenul de fundație, la nivelul de separație dintre talpa fundației și pămînt, adică presiunea efectivă, depinde de o serie de factori (natura terenului, mărimea încărcării, forma și mărimea tălpii fundației, rigiditatea fundației etc.).

Admițînd că terenul de fundație are o comportare perfect elastică (adică se supune legii lui Hooke) și că fundația este nedeformabilă, presiunea sub talpa fundației are o variație liniară care se poate determina prin calcule foarte simple.

a) Încărcări centrice (fig. 13.1). Încărcările din construcție acționează centric asupra fundației, adică rezultanta lor trece prin centrul de greu-

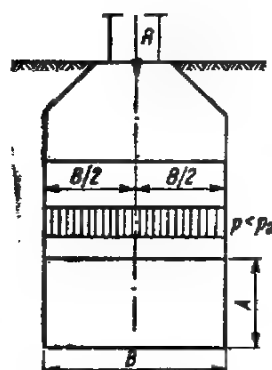


Fig. 13.1. Fundație solicitată centric.

tate al suprafeței tălpii fundației. În acest caz presiunea sub talpa fundației va fi uniform repartizată. Valoarea presiunii efective se obține cu relația :

$$p = \frac{R}{S}, \quad (13.1)$$

unde

R este rezultanta tuturor încărcărilor din construcție (inclusiv greutatea proprie a fundației și a pământului de deasupra);

$S = AB$ — suprafața în plan a tălpii fundației.

Dacă fundația este continuă, adică lungimea A este mult mai mare decât lățimea B , calculul se face pentru 1 m lungime de fundație ($A = 1,00$ m). În acest caz, suprafața în plan a tălpii fundației va fi: $S = B \cdot 1,00$, iar sarcina R este aferentă unui metru liniar de fundație.

b) *Încărcări excentrice.* Dacă rezultanta tuturor încărcărilor din construcție R acționează excentric față de centrul de greutate al suprafeței tălpii fundației, cu excentricitatea e , diagrama de presiune sub talpa fundației are variația liniară (fig. 13.2). Valorile presiunii maxime p_1 și minime p_2 , corespunzătoare celor două muchii ale fundației, se calculează cu relația :

$$p_{1,2} = \frac{R}{S} \pm \frac{M}{W}, \quad (13.2)$$

unde :

M este momentul încovoietor al rezultantei încărcărilor din construcție față de mijlocul laturii B a tălpii fundației;
 $M = Re$;

W — modulul de rezistență al suprafeței tălpii fundației în direcția de acțiune a momentului încovoietor

$$W = \frac{AB^2}{6}.$$

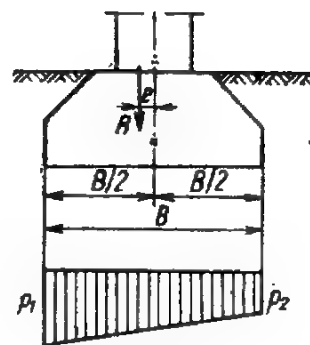


Fig. 13.2. Fundație solicitată excentric.

Înlocuind în relația (13.2) mărimile S , M și W cu expresiile redată mai sus, se obține o formă transformată a acestei relații care se utilizează mai des în practică :

$$p_{1,2} = \frac{R}{AB} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right). \quad (13.3)$$

În cazul fundațiilor continue, luându-se în calcul o lungime de 1 m din fundație ($A = 1,00$ m), modulul de rezistență va fi :

$$W = \frac{B^2}{6},$$

iar relația (13.3) va avea forma :

$$p_{1,2} = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right). \quad (13.4)$$

Analizând relațiile (13.3) și (13.4) se observă că diagrama trapezoidală (fig. 13.2) corespunde cazului când rezultanta cade în interiorul simbului central, adică pentru $e < B/6$. În acest caz presiunile p_1 și p_2 sînt eforturi de compresie.

În cazul când rezultanta se găsește la marginea simbului central ($e = B/6$), diagrama de repartizare a presiunii este triunghiulară (fig. 13.3, a), iar valorile extreme ale presiunii calculate cu relația (13.3) sînt :

$$p_1 = p_{max} = \frac{2R}{AB} \quad \text{și} \quad p_2 = p_{min} = 0.$$

Pentru cazul când rezultanta cade în afara simbului central $e > B/6$ (fig. 12.3, b), la fundații ca și la zidurile de sprijin (v. cap. 10) nu se pot folosi relațiile de calcul (13.3) și (13.4); în acest caz, repartizarea se face numai prin intermediul zonei active a suprafeței tălpii de fundație, iar valoarea maximă a presiunii va fi :

$$p_1 = p_{max} = \frac{2R}{AB_1} = \frac{2R}{3Ac}, \quad (13.5)$$

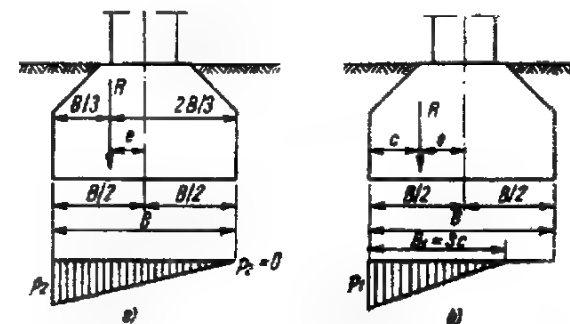


Fig. 13.3. Fundații solicitate excentric.

a — cazul $e = B/6$; b — cazul $e > B/6$.

La fundații continue, relația de calcul a presiunii maxime sub talpă este :

$$p_1 = p_{max} = \frac{2R}{3c} \quad (13.6)$$

În practică, se recomandă să se proiecteze fundațiile astfel încît, repartizarea pe teren a încărcărilor din construcție să se facă pe toată suprafața tălpii, adică să se evite pe cît posibil cazul $e > B/6$. De asemenea, la pămînturile compresibile, diferența dintre $p_2 = p_{min}$ și $p_1 = p_{max}$ nu trebuie să fie prea mare, din cauză că apar tasări inegale a celor două margini ale fundației, fapt care ar putea avea efecte defavorabile asupra construcției. Pentru acest motiv, în cazul terenurilor compresibile și a construcțiilor svelte, se acceptă ca regulă practică pentru dimensionarea fundațiilor solicitate excentric, satisfacerea următoarei condiții :

$$p_{min} \geq \frac{1}{3} p_{max} \quad (13.7)$$

Ipoteza repartizării uniforme sau liniare a presiunii sub talpa fundației, deși este acceptată de practică, fiind suficientă pentru proiectarea mării majorități a fundațiilor cu dimensiuni mici și mijlocii, constituie o simplificare destul de mare a fenomenului real de repartizare a presiunilor sub talpa fundației (v. cap. 6).

În realitate, fundația nu este un element perfect rigid, ca atare ea se deformează sub acțiunea solicitărilor la care este supusă. Acest lucru face ca presiunile care se dezvoltă sub talpa fundației să fie repartizate după o curbă de variație oarecare și nu după o linie dreaptă. Pentru a putea face o dimensionare economică și sigură în același timp, se impune în special pentru fundațiile de dimensiuni mari, ca repartizarea presiunii sub talpă să se facă prin calcule mai exacte, care să țină seama în măsură mai mare cel puțin de unii din factorii care influențează această repartizare. În cadrul acestor metode, fundațiile se consideră elemente elastice rezemate pe mediu elastic (terenul).

13.3. FUNDAȚII SUB ZIDURI

Pentru a putea transmite terenului sarcinile unei construcții cu schelet de rezistență din pereți de zidărie portantă, la baza zidurilor se prevăd fundații continue directe, a căror lățime este de regulă mai mare decît lățimea zidurilor. Acest sistem de fundare se utilizează în mod curent la construcțiile civile și industriale, cînd terenul bun de fundare se găsește la adîncimi mici.

După modul de execuție și de dimensionare, fundațiile sub ziduri pot fi :

- fundații continue rigide ;
- fundații continue elastice ;
- fundații cu descărcări pe reazeme izolate.

13.3.1. FUNDAȚII CONTINUE RIGIDE SUB ZIDURI

Fundațiile continue rigide sînt acele fundații la care secțiunea transversală este astfel proiectată, încît eforturile de întindere din încovoiere care iau naștere în corpul lor, sînt mult mai mici decît rezistența la întindere a materialului din care sînt făcute. Practic, aceste eforturi de întindere din încovoiere fiind mici se neglijează, considerîndu-se că fundațiile rigide lucrează numai la eforturi de compresiune produse de încărcările din construcție. Aceste fundații se execută din beton simplu, beton ciclopian, zidărie de piatră și uneori din zidărie de cărămidă.

Fundațiile rigide din zidărie de cărămidă sau piatră se execută în șanțuri dinainte săpate, cu lățimi de 50—80 cm ; executarea acestor fundații se recomandă să se facă numai în pămînturi uscate, unde nu există pericolul ridicării nivelului apelor subterane, deoarece zidăria avînd o capilaritate foarte mare, poate favoriza umezirea construcției (igrasie). De asemenea, nu este indicată folosirea fundațiilor din zidărie de piatră sau cărămidă în cazul cînd terenul de fundație poate da tasări inegale.

În secțiune transversală verticală, fundațiile din zidărie pot fi executate sub formă dreptunghiulară (fig. 13.4, a) sau în trepte (fig. 13.4, b), însă nu mai mult de trei.

Pentru ca eforturile de întindere din încovoiere din corpul fundației să fie neglijabile ca valoare, adică fundația să fie rigidă, trebuie satisfăcută următoarea condiție :

$$\operatorname{tg} \alpha \geq \operatorname{tg} \alpha_{adm} \quad (13.8)$$

Pentru fundațiile din zidărie de piatră sau cărămidă, $\operatorname{tg} \alpha_{adm}$ are valoare minimă 2.

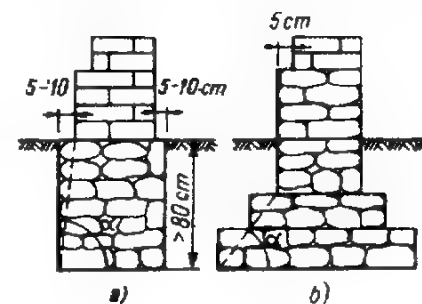


Fig. 13.4. Fundații continue rigide din zidărie de piatră :
a — dreptunghiulară; b — în trepte.

Executarea zidăriei din corpul fundației trebuie făcută îngrijit, asigurându-se o bună legătură între asizele de cărămidă sau piatră; rosturile trebuie bine umplute cu mortar, iar grosimea lor să fie cât mai uniformă. Marca minimă a mortarului de ciment folosit la aceste fundații va fi M 25.

Folosirea betonului ciclopian la executarea fundațiilor rigide este recomandată în regiunile unde există cariere sau zăcămintele de piatră, iar cimentul și agregatele pentru beton trebuie aduse de la distanțe mari. Betonul ciclopian se utilizează în general la execuția unor fundații de dimensiuni mari, reducând astfel cantitatea de beton, fără a se prejudicia rezistența și stabilitatea construcției. O fundație din beton ciclopian se execută astfel: pe fundul șanțului săpat se toarnă un strat de beton cu grosime de circa 15 cm, peste care se așază cu mîna un prim rînd de piatră brută cu dimensiuni de 8—30 cm. Peste acest prim rînd de piatră se toarnă beton, care se vibrează, pentru ca masa de beton să ocupe toate interstițiile dintre pietre. Operațiunile se succed în acest mod pînă la terminarea completă a execuției fundației. La executarea fundațiilor din beton ciclopian se poate folosi orice piatră de construcție, cu condiția ca înainte de a se pune în operă să fie curățită de praf și noroi.

Pentru executarea fundațiilor continue rigide sub ziduri, cel mai mult, se utilizează betonul simplu de marcă B 50 pînă la B 100. Turnarea betonului simplu în fundații se face în stare virtuoasă, compactîndu-se prin batere, în straturi de 15—25 cm, cu maiul pînă cînd mustește la suprafață, sau prin vibrare.

După forma secțiunii transversale verticale, fundațiile continue rigide din beton simplu pot fi:

- dreptunghiulare;
- cu evazări;
- în trepte.

Fundațiile cu secțiune dreptunghiulară (fig. 13.5, a) se recomandă a se utiliza cînd talpa fundației rezultă mai lată decît zidul sau soclul cu cel mult 15—20 cm de fiecare parte. De obicei, pentru fundații cu lățimi pînă la 1 m, este mai avantajos să se execute fundații dreptunghiulare, la care turnarea betonului se face direct în șanțuri săpate cu lățimi egale cu ale fundațiilor eliminîndu-se cofrajele.

Fundațiile cu evazări (fig. 13.5, b) se pot folosi în terenuri care au o coeziune suficientă pentru executarea evazărilor în pereții săpăturii, atunci cînd lățimea tălpii fundației rezultă mai mare decît a zidului de deasupra, cu cel mult 25—35 cm de fiecare parte a zidului. Lățimea evazării l_2 este de cel mult 15 cm, iar panta evazării de circa 4 : 1. Săpătura se va executa la început cu secțiune dreptunghiulară, fără evazări, acestea urmînd a se executa cu puțin timp înainte de turnarea betonului în fundație.

Fundațiile în trepte (fig. 13.5, c, d) se utilizează cînd sînt necesare lățimi mai mari ale tălpii fundației. Săpătura se execută la dimensiunea

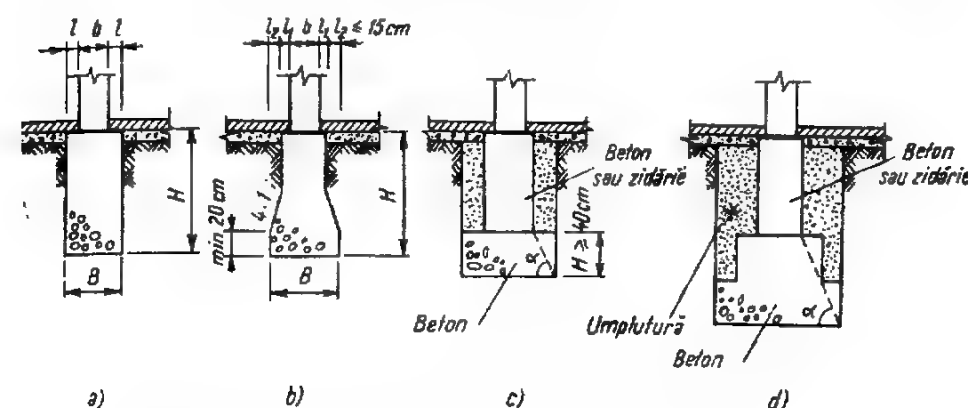


Fig. 13.5. Fundații continue rigide din beton:

a — dreptunghiulară; b — cu evazări; c — cu soclu și o treaptă; d — cu soclu și două trepte.

ultimei trepte pentru a se economisi cofrajele. Tot în scopul economisirii cofrajelor dezvoltarea în trepte se poate înlocui uneori cu o linie continuă în pantă.

Rigiditatea fundațiilor din beton simplu sau ciclopian se asigură prin satisfacerea condiției (13.8), considerînd pentru $\text{tg } \alpha_{adm}$ valorile minime date în tabela 13.1, în funcție de marca betonului și presiunea admisibilă a terenului.

Tabela 13.1

Presiunea admisibilă pe teren [daN/cm ²]	Valori minime ale $\text{tg } \alpha_{adm}$	
	Valori minime ale $\text{tg } \alpha_{adm}$ Pentru beton marcat:	
	B 50	B 75 sau mai mare
$p_a < 2,00$	1,3	1,1
$2,00 < p_a \leq 4,00$	1,6	1,3
$p_a > 4,00$	2,0	1,5

La clădiri cu subsoluri, unde zidurile coboară sub nivelul terenului la adîncimi mai mari, fundațiile de sub aceste ziduri se fac aproape întotdeauna cu secțiune dreptunghiulară, avînd o înălțime minimă de 40 cm (fig. 13.6).

În cazul fundării în terenuri cu compresibilitate mare sau pămînturi macroporice sensibile la umezire, la care există o posibilitate de producere a unor tasări neuniforme, se impune o sporire a rigidității fundațiilor continue din beton simplu, respectiv a bazei clădirii. Această sporire a rigidității fundației se obține prin crearea a două centuri de rigidizare,

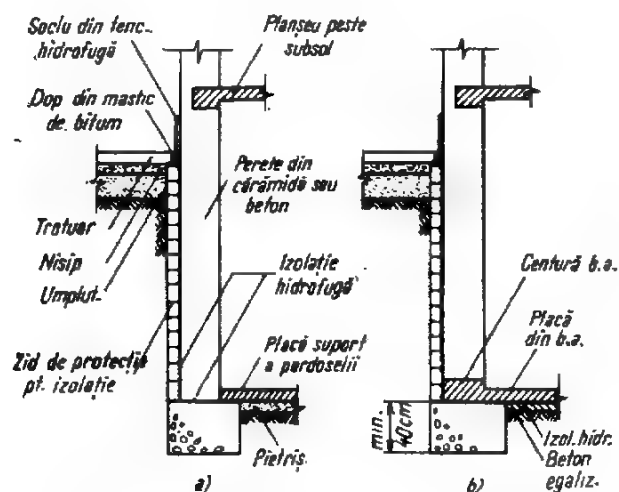


Fig. 13.6. Fundații continue rigide sub pereți de subsol:

a — subsol izolat parțial; b — subsol complet izolat.

una la partea inferioară și cealaltă la partea superioară a fundației (fig. 13.7, a). Dacă clădirea are subsol, atunci centurile de rigidizare se plasează la partea inferioară și superioară a peretelui subsolului, iar la înălțime mare a acestuia și intermediar pe înălțime (fig. 13.7, b).

Centurile de rigidizare se realizează din beton armat; au 15—20 cm înălțime și sînt armate longitudinal cu 4—8 bare ϕ 12—16 mm, pe unul

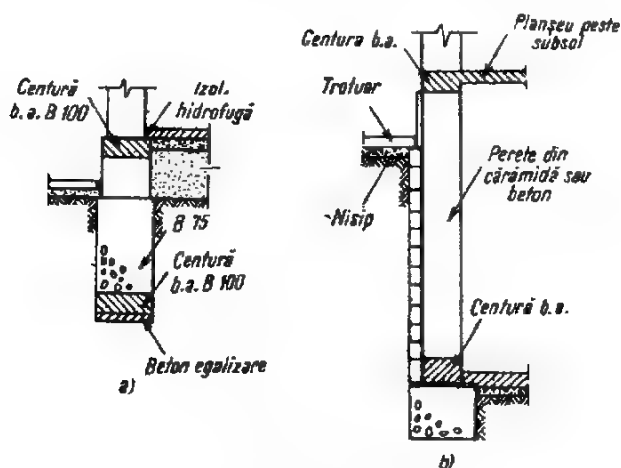


Fig. 13.7. Fundații continue sub ziduri rigidizate cu centuri:

a — clădire fără subsol; b — clădire cu subsol.

sau două rînduri ($6\text{--}12\text{ cm}^2$), iar transversal cu etieri ϕ 6 la $20\text{--}30\text{ cm}$. Marca betonului din centuri este de cel puțin B 100.

Dimensionarea fundațiilor continue rigide sub ziduri se reduce la determinarea lățimii tălpii fundației, punînd condiția ca presiunea efectivă sub talpa fundației calculată conform celor arătate la paragraful 13.2, să nu depășească presiunea admisibilă a terenului de fundație.

Considerînd un tronson de 1 m din lungimea fundației a cărei schemă de calcul este dată în figura 13.8, condiția enunțată mai sus poate fi exprimată, dacă se ține seama și de relația (13.1), astfel:

$$p = \frac{Q + G_f}{B \cdot 1} \leq P_a, \quad (13.9)$$

Q este încărcarea dată de 1 m liniar de zid asupra fundației, în kN/m;

G_f — greutatea proprie a unui metru liniar din fundație, în kN/m.

Cum greutatea proprie a fundației este în funcție de dimensiunile fundației, deci tot necunoscută, ca și lățimea, se procedează pentru început la aproximarea ei: $G_f \approx 0,1 Q$. Introducînd valoarea aproximativă a lui G_f în relația (13.8) și explicitînd lățimea B , rezultă:

$$B_{nec} = \frac{1,1 Q}{P_a}. \quad (13.9')$$

Avînd determinată lățimea fundației, care se rotunjește la multipli de 5 cm, și cunoscînd lățimea zidului, rezultă mărimea l în funcție de care se adoptă secțiunea transversală adecvată (dreptunghiulară, evazată sau în trepte); se ține cont în același timp și de condiția de rigiditate (13.8), precum și de adîncimea de fundare D . Cunoscînd toate dimensiunile fundației, se poate calcula exact greutatea proprie G_f , respectiv verifica relația (13.9).

În cazul unor ziduri solicitate și de forțe orizontale (ziduri de subsoluri), la dimensionarea fundațiilor acestora se vor lua în considerare și forțele respective, adică presiunea efectivă pe teren se va calcula cu relațiile corespunzătoare cazului de încărcare excentrică (13.4 sau 13.6).

În vecinătatea altor construcții, lîngă zidurile de calcan ale clădirilor vecine, în dreptul rosturilor de tasare, fundațiile nu se pot dezvolta simetric față de axa zidurilor (fig. 13.9, a, b), ceea ce face ca încărcările din construcție să acționeze excentric asupra fundațiilor. În aceste cazuri, la dimensionarea unei fundații continue rigide se urmărește ca rezultanta tuturor încărcărilor să nu depășească treimea mijlocie a tălpii (margi-

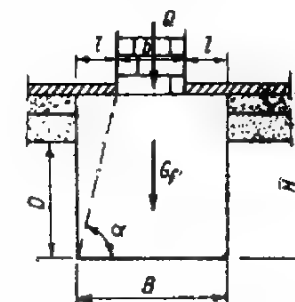


Fig. 13.8. Schema de calcul a unei fundații continue rigide.

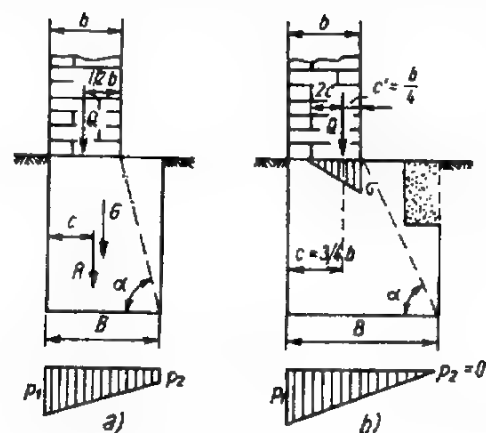


Fig. 13.9. Fundații continue rigide excentrice :

a — dreptunghiulară; b — cu o treaptă.

de compresiune $\left(e \leq \frac{B}{2}\right)$, rezultă lățimea aproximativă a fundației :

$$\frac{B}{2} - c \leq \frac{B}{6},$$

de unde la limită rezultă :

$$B_{\max} \simeq 3c = 3 \frac{b}{2} = 1,5 b. \quad (13.10)$$

În multe cazuri, lățimea determinată cu relația (13.10) nu satisface condiția ca presiunea efectivă sub talpa fundației să nu depășească presiunea admisibilă a terenului. Prescripțiile de proiectare recomandă, în acest sens, să se țină seama de efectul favorabil al deformărilor terenului și a tălpilor fundației, admitând că sub efectul acestor deformări forța Q se deplasează spre centrul fundației, acționând la $\frac{1}{4} b$ față de marginea zidului. În acest caz, lățimea fundației poate fi sporită, rezultând pe baza aceluiași raționament ca și în cazul anterior relația :

$$B_{\max} = 3c = 3 \frac{3}{4} b = 2,25 b. \quad (13.11)$$

În stabilirea dimensiunilor acestor fundații rigide excentrice sub ziduri se va avea în vedere și satisfacerea condiției de rigiditate (13.8).

La stabilirea lățimilor minime a fundațiilor continue rigide sub ziduri se va ține seama de dimensiunile minime necesare executării săpăturilor sub formă de șanțuri (tab. 13.2), precum și de grosimea zidurilor ce sprijină pe ele. Se recomandă ca fața superioară a fundației (fig. 13.5, a, b),

nea simbului central), astfel încât repartizarea pe teren a încărcării din construcție să se facă pe toată lățimea fundației (adică sub talpă să apară numai eforturi de compresiune).

Admițând că forța Q se transmite fundației în axa zidului și neglijând greutatea proprie a fundației, se poate scrie că :

$$c = \frac{b}{2}.$$

Excentricitatea se poate exprima :

$$e = \frac{B}{2} - c.$$

Punind condiția ca sub talpa fundației să apară numai eforturi

sau a soclului (fig. 13.5, c, d) să fie mai lată decât zidul cu minimum 2,5 cm de fiecare parte, pentru ca la trasarea zidului să fie posibilă corectarea unor eventuale erori de execuție a fundației sau a soclului.

Pentru o bună execuție atât a săpăturilor cât și a fundațiilor, planul fundațiilor, respectiv detaliile de fundații care sînt date în proiectul de execuție, trebuie să fie complete, indicînd în mod clar pe lingă dimensiunile tuturor elementelor de fundații și o serie de cote de nivel referitoare la teren (fig. 13.10). Aceste cote se dau în valori relative față de cota $\pm 0,00$ a construcției, care de regulă reprezintă cota pardoselii finite a parterului.

După cum se poate observa și din figura 13.10, cotele de nivel necesare lucrărilor de săpături și de execuție a unei fundații sînt următoarele :

— cota terenului natural, care reprezintă cota la care se găsește terenul construcției proiectate în momentul întocmirii proiectului ; această cotă se trece în mod obligatoriu și pe planul fundațiilor, în colțurile perimetrului construcției ;

— cota terenului decapat, care este cota teoretică a terenului rezultată în urma săpării stratului vegetal de la suprafața terenului natural, pe o suprafață delimitată de perimetrul construcției plus lățimea trotuarelor și cu o grosime de circa 10 cm ;

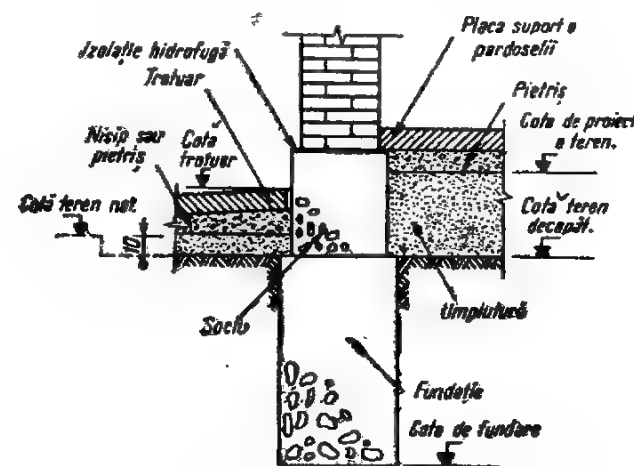


Fig. 13.10. Detaliu de fundație continuă rigidă sub ziduri.

Tabela 13.2

Lățimi minime pentru săpături executate în șanț continuu

Adâncimea săpăturii [m]	Lățimea minimă a săpăturii [m]
$D \leq 0,40$	0,30
$0,40 < D \leq 0,80$	0,40
$0,80 < D \leq 1,20$	0,45
$D > 1,20$	0,50

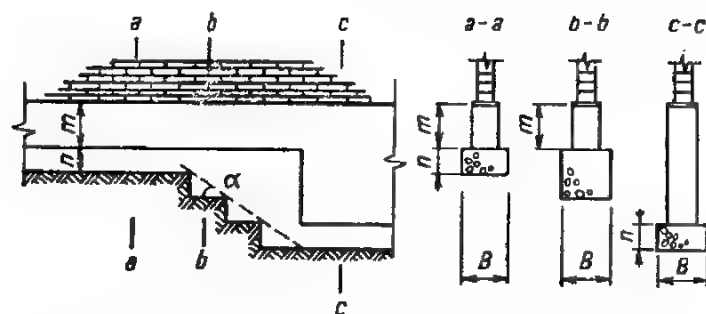


Fig. 13.11. Fundație continuă rigidă cu cote de fundare diferite.

— *cota de proiect a terenului* reprezintă cota finită a terenului de sub pardoseala fiecărei încăperi, de la parter sau subsol, așa cum rezultă din detaliile proiectului; ea rezultând fie prin umplutură fie prin săpătură, după cum cota de proiect este peste sau sub cota terenului decapat;

— *cota trotuarului*, care este cota feței superioare a trotuarului în punctul de contact cu construcția;

— *cota de fundare*, care reprezintă cota terenului de la nivelul tălpii fundației. Dacă pe lungimea sa fundația are cote diferite de fundare, trecerea de la o cotă la alta se face în mod obligatoriu prin trepte (fig. 13.11).

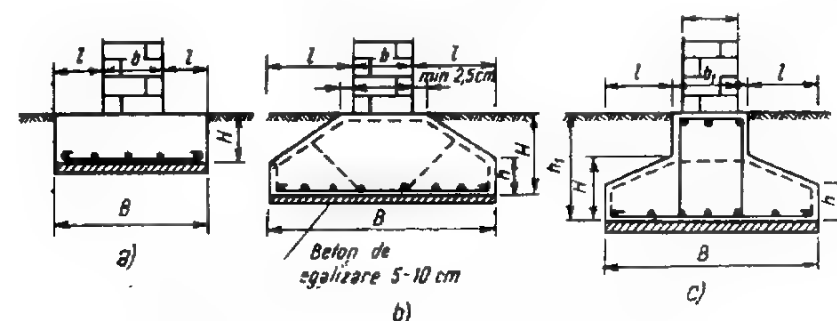
Treptele se recomandă să se aleagă astfel, încât raportul dintre înălțimea și lungimea lor ($\tan \alpha$) să nu depășească valoarea $2/3$, înălțimea treptelor fiind limitată la maxim 50 cm în terenuri puțin coezive și 70 cm în terenuri coezive, compacte.

13.3.2. FUNDAȚII CONTINUE ELASTICE SUB ZIDURI

Cînd zidurile transmit sarcini mari fundațiilor, iar terenul este relativ mai slab, apare necesitatea lătirii tălpii fundației. Dacă fundația este rigidă, pentru menținerea rigidității, această lățire a tălpii este posibilă numai dacă se mărește și înălțimea fundației, respectiv adîncimea de fundare. Acest lucru face ca fundațiile rigide în unele cazuri să fie necorespunzătoare din punct de vedere tehnico-economic, fie din cauza consumului ridicat de manoperă și material, fie că adîncimea de fundare necesară nu se poate realiza din cauza anumitor factori. În aceste cazuri se execută fundații continue de beton armat (elastice), care pentru aceeași lățime ca și cele rigide, pot avea înălțimi mult mai mici și ca atare o cotă de fundare mai puțin adîncă.

La lățimi mai mici, fundațiile continue elastice sub ziduri pot avea secțiune dreptunghiulară (fig. 13.12, a), iar la lățimi mai mari, fața superioară a fundației se execută în pantă (fig. 13.12, b).

Talpa fundației se armează la partea inferioară în sens transversal cu armătură de rezistență, iar în sens longitudinal cu armătură de repartiție,

Fig. 13.12. Fundații continue elastice sub ziduri:
a — dreptunghiulară; b — cu pante; c — grindă.

prevăzută constructiv ($5\phi 10/m$ liniar). Diametrul minim al barelor drepte care alcătuiesc armătura de rezistență este de 10 mm, iar distanța dintre ele 10—20 cm. Se mai pun în mod constructiv bare în sens transversal și la partea superioară a tălpii fundației. Armătură înclinată se prevede numai dacă rezultă din calculul de dimensionare.

În sens longitudinal, datorită conlucrării fundației cu zidul, rigiditatea este sporită, motiv pentru care armătura longitudinală se prevede constructiv. În cazul cînd nu se poate conta pe această conlucrare cu zidul, iar lungimea fundației este mare (15—30 m) și reazemă pe strate de teren puternic compresibile, se recomandă executarea unei grinzi longitudinale sub zid, pentru a mări rigiditatea în lungul zidului și a reduce neuniformitatea tasărilor (fig. 13.12, c). Grinda face parte din corpul fundației fiind prevăzută cu armătură longitudinală de rezistență și etrieri.

Executarea fundațiilor continue din beton armat sub ziduri este relativ simplă. În șanțul de fundație săpat pînă la cota de fundare, se toarnă un strat de beton de egalizare (B 20 sau B 35) cu grosimea de 5—10 cm pe care se montează armătura. Turnarea în continuare a corpului fundației decurge ca la oricare lucrare din beton armat. Marca betonului utilizat este cel puțin B 100 (250—280 kg ciment/ m^3).

Dimensionarea fundațiilor continue elastice sub ziduri constă în determinarea lățimii tălpii, determinarea armăturii de rezistență transversală și eventual a celei înclinate.

Lățimea tălpii fundației se determină la fel ca la fundațiile continue rigide (punînd condiția $p \leq p_a$).

Armătura transversală de rezistență se calculează cu ajutorul momentului încovoietor dat de reacțiunea terenului în

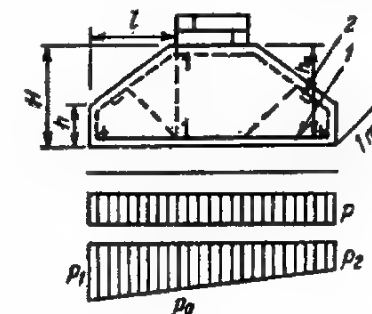


Fig. 13.13. Schema de calcul a unei fundații continue elastice.

secțiunea de la marginea zidului (1—1), unde talpa fundației se consideră ca o consolă încastrată (fig. 13.13).

Considerind 1 m din lungimea fundației și folosind schema de calcul din figura 13.13, momentul încovoietor în secțiunea 1—1 va fi :

$$M = \frac{p l^2}{2} \quad (13.12)$$

pentru cazul repartizării uniforme a presiunii, și

$$M = (2p_1 + p_0) \frac{l^2}{6} \quad (13.13)$$

pentru cazul repartizării liniare a presiunii.

Având valoarea momentului încovoietor și secțiunea de beton de înălțime H și lățime egală cu 1,00 m, se poate determina secțiunea armăturii transversale de rezistență, necesară unui metru liniar din fundație, aplicând relația :

$$A_f = \frac{cM}{0,85 h_0 \sigma_c} \quad [\text{cm}^2/\text{m}], \quad (13.14)$$

unde :

c este coeficient de siguranță ;

M — momentul încovoietor, în daNcm/m ;

$h_0 = H - 3,5 \text{ cm}$ — înălțime utilă a secțiunii fundației, în cm ;

σ_c — limita de curgere a armăturii, în daN/cm².

Armătură înclinată 2 rezultă din calculul de verificare la eforturi unitare principale date de forța tăietoare. În practică se recomandă ca înălțimea H a tălpii fundației să se aleagă pe cât posibil astfel încât, aceste eforturi unitare principale să fie preluate de beton, deci să nu fie necesară armătură înclinată.

În acest sens se recomandă :

$H = (0,25 - 0,30)B$, dar cel puțin $H = 30 \text{ cm}$;

$h = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right)H$, dar cel puțin $h = 20 \text{ cm}$.

Dezavantajul fundațiilor continue elastice sub ziduri, față de cele rigide, constă în consumul ridicat de oțel care este un material scump.

13.3.3. FUNDAȚII CU DESCĂRCĂRI PE REAZEME IZOLATE

Prin fundații cu descărcări pe reazeme izolate se înțeleg acele fundații care transmit terenului încărcările zidurilor ce reazemă pe ele, în mod discontinuu prin blocuri de fundații izolate, dispuse de-a lungul zidurilor. La aceste fundații zidurile reazemă pe grinzi de beton armat, sau pe bolți

din beton cu armătură de siguranță sau din beton simplu, care la rîndul lor sînt rezemate pe blocuri de fundații, care constituie reazemele izolate (fig. 13.14, a, b, c, d).

Fundațiile cu descărcări pe reazeme izolate se folosesc în scopul reducerii consumului de material și de forță de muncă la executarea funda-

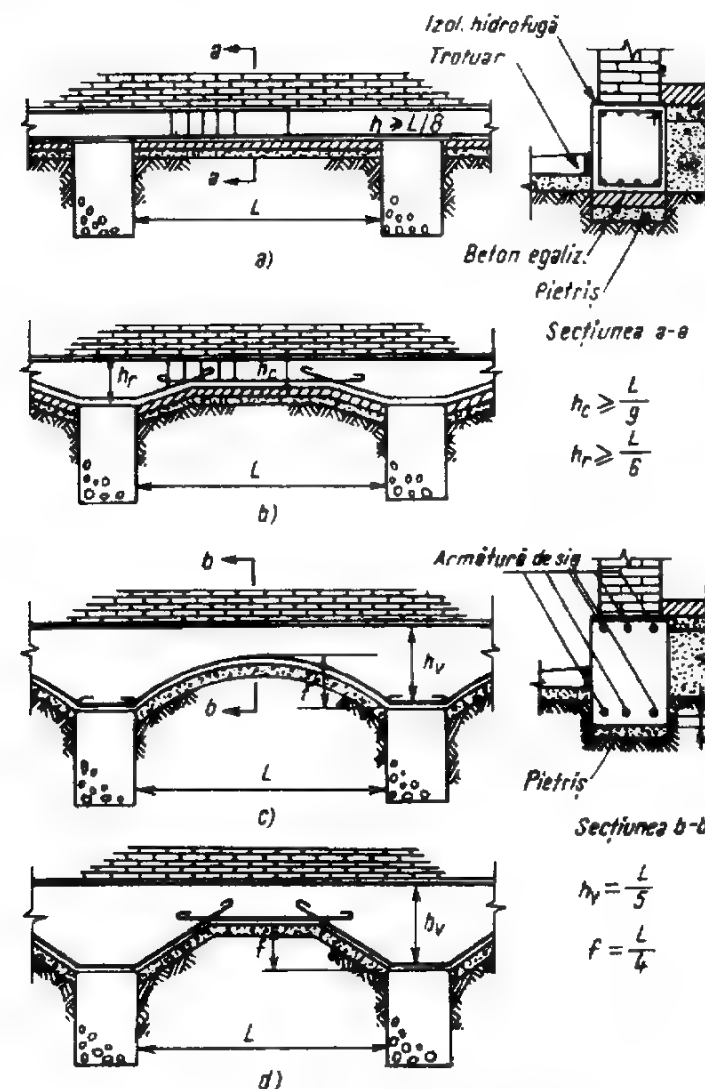


Fig. 13.14. Fundații continue cu descărcări pe reazeme izolate :
a — grindă fără vute; b — grindă cu vute; c — bolți cu intradosul curbe;
d — bolți cu intradosul poligonal.

țililor sub ziduri, atunci când stratul de fundare se găsește mai în adâncime, respectiv cota de fundare este mai mare. Pentru cazuri obișnuite, acest sistem de fundare devine mai avantajos din punct de vedere economic decât cel cu fundații continue, când cota de fundare depășește 2,00 m. Nu se indică a se folosi când sînt posibile tasări inegale, precum nici în regiunile cu grad de seismicitate mare (7, 8).

Reazemele izolate, adică blocurile de fundație, se execută din beton simplu sau ciclopian, ele fiind elemente rigide. Dimensiunile în plan ale acestor blocuri se determină din condiția de rezistență a terenului ($p_{ef} \leq p_a$), iar înălțimea din considerente privind alegerea cotei de fundare și asigurarea rigidității.

Grinzile de beton armat pot fi cu secțiune constantă sau cu vute pe reazeme, prefabricate sau turnate monolit. Marca minimă a betonului din grinzi este B 150. Bolțile se realizează în general din beton marca B 100, cu armătură de siguranță, cele de beton simplu putîndu-se aplica la construcții cu cel mult trei nivele.

Sub grinzile turnate monolit se toarnă un strat de beton de egalizare (B 35), iar sub el se așază un strat de pietriș de 8 cm. La grinzile prefabricate și la bolți se prevede numai stratul de pietriș.

Pentru asigurarea unei rigidități suficiente a grinzilor și a bolților, prescripțiile dau unele recomandări constructive privind alegerea înălțimii secțiunii acestora în funcție de lumina L dintre reazeme (fig. 13.14, a, b, c, d).

În mod frecvent, acest sistem de fundare este folosit la construcțiile cu schelet de rezistență în cadre, unde zidurile neportante (zidurile de umplură) se descarcă prin intermediul unor grinzi de fundație din beton armat pe fundațiile izolate ale stîlpilor cadrelor (care constituie reazemele izolate) și prin acestea la terenul de fundație (fig. 13.15).

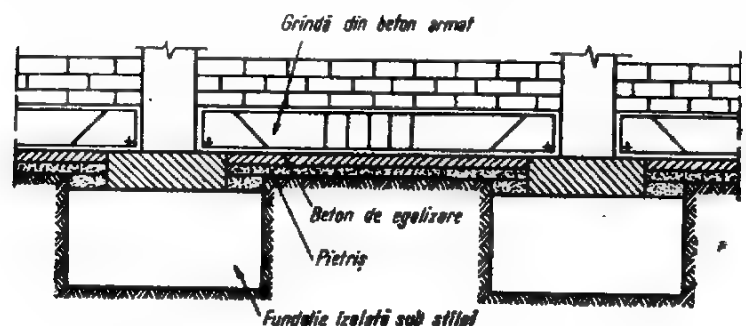


Fig. 13.15. Fundații cu descărcări pe reazeme izolate pentru zidurile neportante a construcțiilor în cadre.

13.4. FUNDAȚII SUB STÎLPI

13.4.1. FUNDAȚII IZOLATE RIGIDE SUB STÎLPI

Fundații izolate rigide se aplică la stîlpi de beton armat, metalici și uneori și la stîlpi din zidărie de cărămidă sau beton (sîmburi de beton în pereți de zidărie). Aceste fundații sînt alcătuite dintr-un bloc de fundație din beton simplu și un cuzinet din beton armat (fig. 13.16, a, b). La stîlpii din zidărie sau beton simplu, cuzinetul poate să lipsească, stîlpii așezîndu-se direct pe blocul de fundație; la stîlpii metalici cuzinetul se înlocuiește cu o placă metalică, bine rigidizată, care este fixată pe blocul de fundație prin buloane de ancoraj.

Blocul de fundație poate fi dezvoltat pe înălțime în trepte (una, două, maxim trei — fig. 13.16, a) sau sub formă de obelisc (fig. 13.16, b). Forma în trepte este mai ușor de executat, dar forma cu fețele laterale înclinate (obelisc) este mai economică din punct de vedere al consumului de beton. Forma de obelisc este indicată la fundațiile cu dimensiuni mari.

Înălțimea totală H a blocului de fundație este de cel puțin 40 cm. Dacă blocul este format din două sau trei trepte, înălțimile acestora (H_1 ; H_2) vor fi de minim 30 cm. Blocul de fundație fiind considerat element rigid, înălțimea sa, respectiv înălțimea fiecărei trepte, trebuie astfel aleasă, încît condiția de rigiditate (13.8) să fie satisfăcută în ambele direcții, adică :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H_1}{L_1} \geq \operatorname{tg} \alpha_{adm},$$

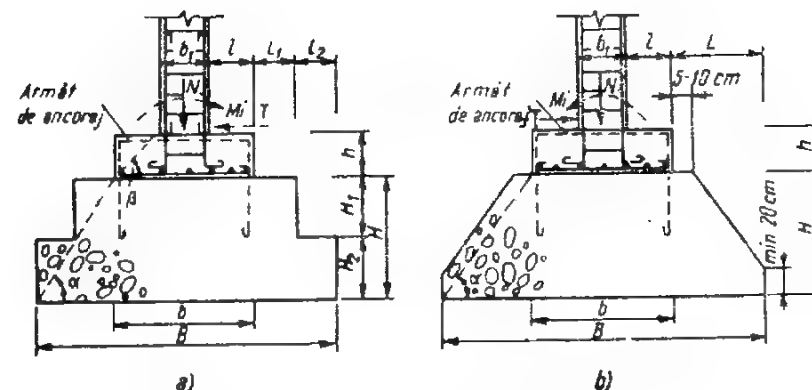


Fig. 13.16. Fundații izolate rigide sub stîlpi.

a — în trepte; b — obelisc.

unde :

H_t este înălțimea blocului de fundație sau a unei trepte ;

L_t — deschiderea în consolă a blocului de fundație sau a unei trepte.

Valorile minime pentru $\text{tg } \alpha_{adm}$ la fundațiile izolate rigide sub stâlpi sint date în tabela 13.3.

Tabela 13.3.

Valori minime pentru $\text{tg } \alpha_{adm}$		
Presiune admisă pe teren [daN/cm ²]	Valori minime ale $\text{tg } \alpha_{adm}$	
	B 50	B 70 sau mai mare
$p_a < 2,00$	1,3	1,1
$2,00 \leq p_a < 3,00$	1,5	1,2
$3,00 \leq p_a < 4,00$	1,6	1,3
$p_a \geq 4,00$	2,0	1,5

Marca betonului din blocul de fundație va fi cel puțin B 50 în cazul cînd cuzinetul nu este ancorat în bloc, și cel puțin B 100 cînd este ancorat.

Cuzinetul se interpune între stîlp și blocul de fundație, cu scopul de a repartiza sarcina stîlpului pe o suprafață mai mare a blocului de fundație. În cuzinet se folosește beton de marcă cel puțin B 100 și pînă la marca betonului din stîlp. Forma cuzinetului este de regulă prismatică sau obelisc cu bază prismatică. Dimensiunile în plan ale cuzinetului a, b se aleg pe considerente economice, în funcție de dimensiunile blocului A, B , astfel încît costul total al fundației să fie minim, recomandîndu-se în acest sens :

$$\frac{b}{B} = \frac{a}{A} = 0,55—0,65 \text{ dacă blocul are o singură treaptă ;}$$

$$\frac{b}{B} = \frac{a}{A} = 0,40—0,50 \text{ dacă blocul are două sau trei trepte.}$$

Înălțimea cuzinetului h se ia de minim 30 cm, respectîndu-se în același timp și următoarele condiții :

$$\text{tg } \beta = \frac{h}{l} > \frac{2}{3} \quad \text{și} \quad \frac{h}{b} \geq 0,25.$$

Cuzinetul se armează la partea inferioară cu o plasă alcătuită din bare drepte, dispuse paralel cu laturile sale. Diametrul barelor va fi de cel puțin 8 mm, iar distanța dintre ele de 10—20 cm. Procentul minim de

armare după fiecare direcție va fi de 0,15%. Pentru a nu fi necesară și armătură înclinată, se recomandă ca dimensiunile cuzinetului să fie astfel alese, încît să fie satisfăcută condiția :

$$\text{tg } \beta = \frac{h}{l} \geq 1.$$

Dacă din anumite ipoteze de încărcare (solicitări excentrice) rezultă tendința cuzinetului de a se ridica de pe blocul de fundație, adică la limita de separație dintre bloc și cuzinet apar și eforturi de întindere, acesta se va ancora în blocul de fundație prin armătură de ancoraj (fig. 13.16).

Dimensionarea fundațiilor rigide izolate sub stâlpi constă în determinarea dimensiunilor blocului de fundație (A, B, H), respectiv ale cuzinetului (a, b, h), precum și calcularea cantității de armătură din cuzinet.

Dimensiunile în plan ale blocului se aleg astfel ca presiunea transmisă terenului să nu depășească presiunea admisibilă. Această condiție, dacă se are în vedere relația (13.1), respectiv (13.3), se poate exprima astfel :

— în cazul cînd stîlpul încarcă fundația centric (forță axială N) :

$$p_{ef} = \frac{N + G_f}{AB} \leq p_a; \quad (13.15)$$

— în cazul cînd stîlpul încarcă fundația excentric după o direcție (forță axială N , moment încovoietor M_t , forță tăietoare) :

$$p_{1,2} = \frac{N + G_f}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad (13.16)$$

$$p_1 = p_{max} \leq 1,2 p_a; \quad p_2 = p_{min} \geq 0, \quad (13.17)$$

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} \leq p_a. \quad (13.17')$$

În relațiile (13.15) și (13.16) G_f reprezintă greutatea proprie a întregii fundații (bloc, cuzinet și eventual pămînt), iar e este excentricitatea și are valoarea (în acest caz) : $e = \frac{M}{N + G_f}$, unde M este momentul tuturor forțelor față de mijlocul bazei fundației : $M = M_t \pm T_t(H + h)$.

Înălțimea H a blocului rezultă din condiția de rigiditate (13.8).

Dimensiunile cuzinetului se aleg pe baza recomandărilor constructive redată anterior, iar pentru calculul armăturii se consideră porțiunile libere ale cuzinetului ca niște console încărcate de jos în sus cu reacțiunea blocului de beton, calculîndu-se momentele încovoietoare pe cele două direcții în secțiunile de încadrare de la marginile stîlpului (fig. 13.17).

Armătura din direcția $x-x$ se dimensionează la momentul încovoietor calculat față de secțiunea 9—1—2—11, considerînd încărcarea de pe su-

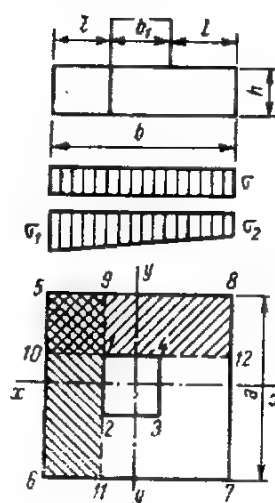


Fig. 13.17. Schema de calcul a cuzinetului.

turnarea betonului în cuzinet. Dacă cuzinetul are și armătură de ancoraj, aceasta se montează în timpul turnării blocului de fundație. Fundațiile izolate rigide se utilizează în general în cazurile în care încărcările transmise de stâlpi acționează centric asupra fundațiilor, sau cu o excentricitate relativ mică.

13.4.2. FUNDAȚII IZOLATE ELASTICE SUB STÂLPI

Fundațiile izolate elastice se execută din beton armat sub forma unor plăci masive, formînd corp comun cu stâlpii, care se încastrează în ele. Au avantajul față de fundațiile rigide, că la aceleași lățimi ale tălpii, se pot realiza cu înălțimi mai mici, reducînd astfel consumul de beton, respectiv volumul de săpătură. Din acest punct de vedere, fundațiile elastice se indică a fi utilizate mai ales atunci cînd nivelul apelor subterane este ridicat, iar suprafețele necesare ale tălpilor fundațiilor sînt mari.

În cazul fundațiilor izolate elastice încadrarea stîlpilor în fundație este mai bună decît la cele rigide, motiv pentru care la încărcări ale stîlpilor care acționează cu o excentricitate mai mare (stîlpii sînt solicitați și de momente încovoietoare) este, de asemenea, recomandată folosirea acestor fundații.

În funcție de suprafața în plan, fundațiile izolate elastice pot avea formă paralelipipedică, dacă suprafața este mică ($S \leq 1,0 \text{ m}^2$), în trepte sau de obelisc, dacă suprafața este mai mare (fig. 13.18, b, c, d).

prafața dreptunghiulară 5—6—11—9. Dacă cuzinetul este pătrat, atunci armătura este identică în ambele direcții. În cazul unui cuzinet cu forma în plan dreptunghiulară, armătura din direcția $y-y$ se dimensionează la momentul încovoietor din secțiunea 10—1—4—12, dat de încărcarea de pe suprafața 5—8—12—10.

Forma în plan, atît a blocului de fundație cît și a cuzinetului, poate fi pătrată sau dreptunghiulară, după cum este secțiunea transversală a stîlpului, păstrîndu-se în general același raport între laturile secțiunii fundației ca și la stâlpi.

Săpătura pentru aceste fundații se execută cu dimensiunile ultimei trepte a blocului, pentru care turnarea se face fără cofraj. Dacă blocul are mai multe trepte, după turnarea primei trepte se montează cofrajul pentru următoarele, executînd apoi blocul pînă la cota inferioară a cuzinetului.

La această cotă se montează armătura din talpa cuzinetului, respectiv mustățile pentru legătura cu armătura din stîlp și se montează cofrajul pentru

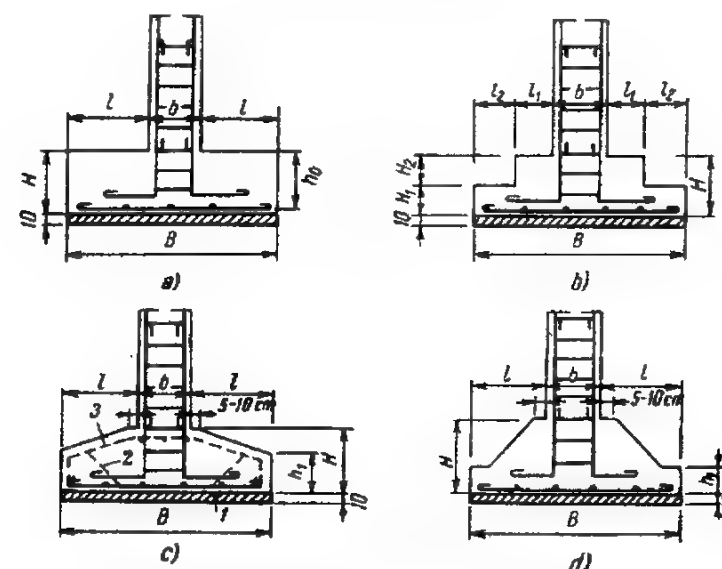


Fig. 13.18. Fundații izolate elastice sub stâlpi :
a — paralelipipedică; b — în trepte; c — obelisc; d — obelisc și treaptă.

Secțiunea orizontală a fundației poate fi pătrată sau dreptunghiulară, păstrînd în general același raport între laturile secțiunii ca și la stîlpul de beton armat.

În țara noastră, forma de fundație mai des utilizată este cea de obelisc (fig. 13.18, c).

Fața superioară a fundației obelisc depășește de jur împrejur conturul stîlpului cu 5—10 cm, pentru a se putea realiza o sprijinire bună a cofrajelor și o perfectă centrare a stîlpului.

Fundațiile izolate elastice, avînd o înălțime mai mică decît cele rigide, la partea inferioară a tălpii vor apare eforturi de întindere din încovoiere mari, care neputînd fi preluate de beton, trebuie preluate de armătura de rezistență. În acest sens, talpa fundației se armează la partea inferioară cu un grătar de bare drepte (1) dispuse paralel cu laturile. Diametrul minim al barelor de rezistență este de 10 mm, iar distanța dintre ele de 10—25 cm.

Procentul minim de armare pe fiecare direcție va fi de 0,15% raportat la secțiunea Bh_0 sau Ah_0 .

În cazul cînd betonul din fundație nu poate prelua eforturile principale de întindere la 45° , se prevăd și armături înclinate (2).

Prescripțiile recomandă ca, înălțimea fundației să fie astfel aleasă, încît fundația să aibă totuși o rigiditate suficientă pentru repartizarea în bune condițiuni a sarcinii stîlpului la teren. De asemenea, este mai economic să se evite armătura înclinate, luînd pentru fundație o înălțime suficientă ca betonul să poată prelua eforturile unitare principale de întindere.

În coloana a 2-a a tabelului 13.4 se dau valorile minime ale raportului dintre înălțimea H și latura mare a tălpii fundației B , pentru care este asigurată rigiditatea, iar în coloana a 3-a, valorile aceluiasi raport pentru care armătura înclinată nu mai este necesară (nu mai este necesară verificarea la forța tăietoare).

Tabela 13.4

Valorile raportului $\frac{H}{B}$		
Presiunea max. pe teren [daN/cm ²]	$\frac{H}{B}$ min.	Valori $\frac{H}{B}$ peste care nu mai este necesară verificarea la forța tăietoare
1,00	0,20	0,20
2,00	0,21	0,22
3,00	0,22	0,24
4,00	0,23	0,26
5,00	0,24	0,28
6,00	0,25	0,30

Pe considerente economice, în special reducerea consumului de armătură, se recomandă ca pentru raportul H/B să se ia valori mai mari decât cele din tabela 13.4 și anume:

$$H/B = 0,25 - 0,35.$$

Din condiții de rezistență și de execuție, înălțimea minimă a fundației în dreptul stîlpului va fi $H = 30$ cm, iar la margine $h_1 = \frac{H}{2} - \frac{H}{3}$, însă cel puțin 20 cm.

În afară de armătura de rezistență de la partea inferioară a tălpii fundației (1) și eventual a armăturii înclinate (2), la partea superioară a fundațiilor obelisc, se poate monta armătură constructivă după cum urmează:

- pentru $b \leq 50$ cm sau $a \leq 50$ cm : $2\phi 12$;
- pentru $50 < b \leq 100$ cm sau $50 < a \leq 100$ cm : $3\phi 12$;
- pentru $b > 100$ cm sau $a > 100$ cm : $4\phi 12$,

unde a și b sînt laturile secțiunii transversale ale stîlpului.

Pentru protejarea armăturii de rezistență din talpă, sub fundațiile elastice se toarnă un strat de egalizare din beton simplu (B 20, B 35) de 5—10 cm grosime, după cum terenul de fundație este uscat sau umed. Pe acest strat de egalizare turnat în groapa de fundație se montează armătura fundației, inclusiv mustățile de legătură cu armătura stîlpului, după care urmează betonarea fundației. Marca betonului utilizat la fundațiile izolate elastice este cel puțin B 100, putînd ajunge pînă la marca betonului din stîlpi.

Dimensionarea fundațiilor izolate elastice se reduce la determinarea suprafeței în plan și a înălțimii lor, precum și la calculul armăturii necesare.

Din punct de vedere static, o fundație izolată elastică sub un stîlp se prezintă ca o placă (fig. 13.19) rezemată pe un mediu deformabil (terenul) și încărcată cu sarcină concentrată din stîlp (sau mai exact distribuită pe o suprafață redusă egală cu suprafața secțiunii stîlpului). Această placă lucrează la încovoiere sub efectul sarcinii active concentrate, transmisă de stîlp și al reacțiunii terenului distribuită pe fața ei inferioară după o lege care depinde de deformabilitatea terenului, respectiv a plăcii de fundație.

De cele mai multe ori în calculele practice nu se ia în considerare elasticitatea terenului de fundație, astfel încît repartizarea presiunilor pe teren se consideră tot liniară ca și la fundațiile izolate rigide. Considerînd această simplificare, suprafața în plan a tălpii fundațiilor elastice se determină la fel ca a blocului de beton simplu de la fundațiile rigide, din condiția de nedepășire a presiunii admisibile a terenului. Înălțimea fundației se alege folosind recomandările constructive menționate anterior în acest sens.

Pentru calcularea armăturii de rezistență din zona întinsă se încarcă talpa fundației cu diagrama de presiuni pe teren, provenită din încărcările exterioare (numai încărcarea din stîlp, fără greutatea proprie a fundației), considerată ca reacțiune a terenului, adică acționînd de jos în sus. Talpa fundației se descompune în patru console, a căror suprafațe în plan sînt delimitate de conturul fundației și patru drepte duse din colțurile secțiunii stîlpului, drepte care includ cu laturile stîlpului unghiuri de 45° (fig. 13.20, a, b). Cele patru console se consideră încastrate în stîlp, momentele încovoietoare date de reacțiunea terenului p' calculîndu-se în secțiunile de la marginile stîlpului.

La fundația pătrată (fig 13.20, a), armătura în direcția $x-x$ se dimensionează la momentul încovoietor M_x calculat față de secțiunea 9—1—2—10, considerînd reacțiunea terenului repartizată pe suprafață trapezoidală 1—2—6—5. Pentru armătura din direcție $y-y$, secțiunea de calcul a momentului M_y este 11—4—1—12, iar suprafața pe care acționează încărcarea este trapezul 1—4—8—5.

În cazul unei solicitări centrice a fundației, presiunea fiind uniform distribuită, iar cele două suprafețe egale, momentul M_x este identic cu M_y , avînd valoarea:

$$M_x = M_y = \frac{p'l^2}{6} (2B + b). \quad (13.18)$$

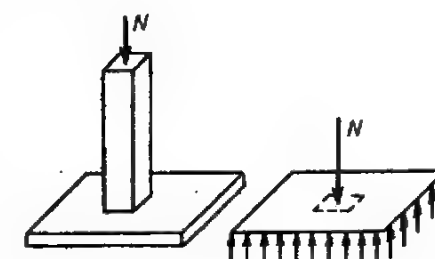


Fig. 13.19. Scheme statice de încărcare a fundațiilor izolate elastice.

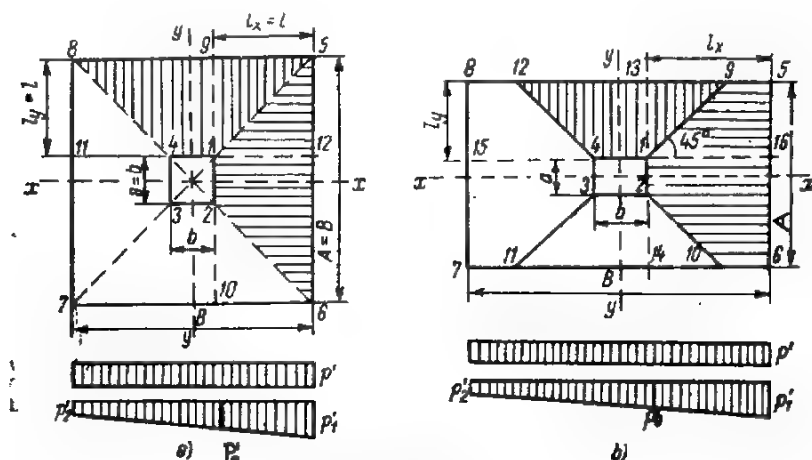


Fig. 13.20. Scheme de încărcare pentru calculul armăturii la fundații izolate elastice:
a — fundație pătrată; b — fundație dreptunghiulară.

La o solicitare excentrică a fundației după o direcție (presiune liniar distribuită), valorile momentelor încovoietoare se pot calcula cu relațiile:

$$M_x = \frac{Bl^2}{6} (2p'_1 + p'_0) - \frac{l^3}{6} (p'_1 + p'_0) \quad (13.19)$$

și

$$M_y = \frac{p'_{med} l^2}{6} (2B + b), \quad (13.20)$$

unde:

$$p'_{med} = \frac{p'_1 + p'_2}{2}.$$

La fundația dreptunghiulară (fig. 13.21, b), principiul de calcul este același ca la fundația pătrată, adică momentul M_x se calculează față de secțiunea 13—1—2—14, considerând încărcarea de pe suprafața poligonală 5—6—10—2—1—9, iar momentul M_y față de secțiunea 15—4—1—16, încărcarea acționând pe suprafața trapezoidală 1—4—12—9.

Cu notațiile din figura 13.20, b, relațiile de calcul a momentelor încovoietoare pentru cazul solicitării centrice a fundației sînt:

$$M_x = \frac{p'}{6} (3Al_x^2 - 2l_y^3); \quad (13.21)$$

$$M_y = \frac{p' l_y^2}{6} (3b + 4l_y), \quad (13.22)$$

iar pentru solicitări excentrice după o direcție:

$$M_x = \frac{Al_x^2}{6} (2p'_1 + p'_0) - \frac{l_y^3}{6} (p'_1 + p'_0); \quad (13.23)$$

$$M_y = \frac{p'_{med} l_y^2}{6} (3b + 4l_y). \quad (13.24)$$

Cunoscînd valorile momentelor M_x și M_y , prin aplicarea formulei (13.14), rezultă armătura necesară din talpa fundației.

13.4.3. FUNDAȚII CONTINUE SUB STILPI

Construcțiile cu schelet de rezistență în cadre se fundează, de regulă, prin fundații izolate sub stilpi. Acest sistem de fundare este economic și nu cere o execuție prea pretențioasă.

Deseori însă, din cauza naturii pămîntului și a sarcinilor foarte mari, suprafețele fundațiilor izolate devin mari, încît apare mai bună soluția de a uni fundațiile unor șiruri de stilpi după o direcție, realizînd astfel fundații continue (grinzi de fundații, fig. 13.21).

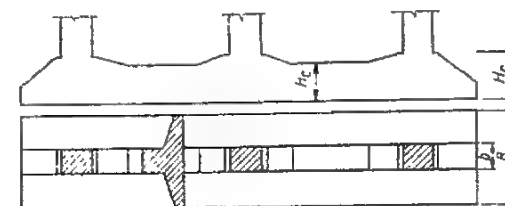
În secțiune transversală, fundațiile continue sub stilpi se fac sub forma unui T întors, fiind alcătuite din grinda propriu-zisă cu secțiune dreptunghiulară și o placă de bază dezvoltată simetric față de grindă în consolă.

Fundațiile continue sub stilpi, fiind solicitate de sarcini mari (circa 150—200 kN/m lungime de fundație) au secțiuni puternice. Înălțimea lor variază între 1/3 și 1/6 din distanța dintre stilpi, în funcție de încărcare.

În sens longitudinal, grinda de fundație propriu-zisă are armătura de rezistență alcătuită din bare drepte și înclinate, iar în sens transversal etrierii și agrafe (fig. 13.22).

Barele folosite pentru armătura de rezistență longitudinală din grindă au diametre mari ($\Phi 20$ — 30 mm), fiind dispuse pe un singur rînd, iar uneori pe două sau chiar trei rînduri. Din cauza înălțimii mari a grinzilor este uneori nevoie ca barele înclinate să fie ridicate sub unghiuri mai mari decît 45° (60°), acest lucru menționîndu-se prin cote exacte, în planurile de armare.

Fig. 13.21. Fundații continue sub stilpi.



Talpa fundației se armează în sens transversal cu armătură de rezistență, iar în sens longitudinal cu armătură de repartiție, la fel ca fundațiile continue elastice sub ziduri.

Execuția acestor fundații începe cu turnarea unui strat de egalizare de beton simplu, cu grosime de 5–10 cm pe fundul săpăturii, pe care se montează armătura. Turnarea betonului se face în două reprize. Întii se toarnă talpa și după ce betonul s-a întărit puțin, se toarnă corpul grinzii. Între cele două turnări nu trebuie să treacă mai mult decât 2–3 ore,

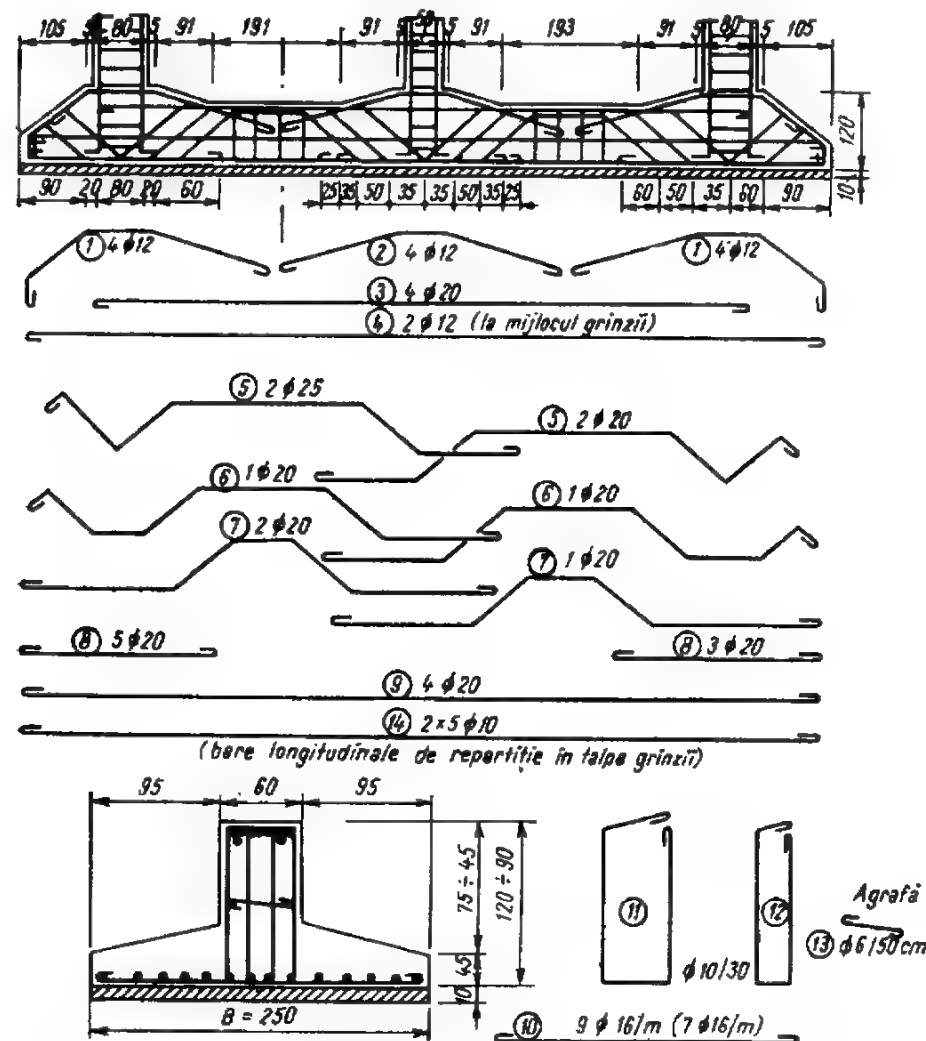
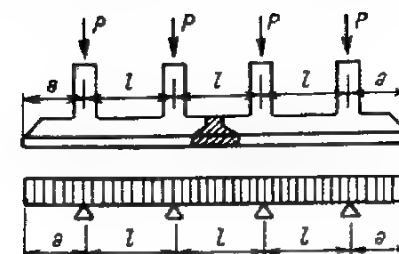


Fig. 13.22. Fundație continuă de beton armat sub stâlpi (detaliu de armare).

Fig. 13.23. Schema de încărcare pentru calculul fundațiilor continue sub stâlpi.



pentru a nu se crea un plan de separație. În locurile unde urmează să se toarne în continuare stâlpii, din grindă se lasă mustăți pentru legătura cu armătura stâlpilor. Numărul de mustăți este egal și echivalent ca secțiune cu armătura longitudinală din stâlp.

Calculul grinzilor continue, care se execută numai ca fundații elastice din beton armat, se face răsturnând întreg sistemul adică considerând fundația ca o grindă continuă rezemată pe stâlpi și încărcată cu presiunea efectivă de sub talpă, considerată ca reacțiune a terenului (fig. 13.23).

Considerând că rigiditatea grinzii de fundație este foarte mare în comparație cu a terenului pe care reazemă, pentru repartizarea presiunii sub talpa fundației, se poate adopta o variație liniară. În această ipoteză schema statică de calcul constă într-o grindă continuă încărcată cu o sarcină liniară distribuită uniform sau trapezoidal.

Ipotezele repartizării liniare a presiunii sub talpa fundațiilor continue sub stâlpi, constituie o simplificare respectiv o sursă de erori și mai mare decât în cazul fundațiilor izolate. În realitate presiunea sub grinda de fundație are o variație oarecare.

Metodele mai exacte de calcul a fundațiilor continue sub stâlpi se bazează pe legile elasticității, ținând cont în măsură mai mare de repartizarea reală a presiunii sub fundație, respectiv de conlucrarea fundației cu terenul.

În ceea ce privește determinarea suprafeții în plan, aceasta se face pe baza condiției de rezistență a terenului ($p_{ef} \leq p_a$).

13.4.4. FUNDAȚII GRĂTAR

La unele construcții (în special la cele cu schelet de rezistență din cadre multietajate), când încărcările sînt mari și terenul de fundație este relativ slab, aplicarea soluției de fundare cu fundații continue numai după o direcție, poate conduce la lățimi mari pentru talpa acestor fundații. În acest caz, sistemul de fundare indicat îl constituie fundațiile grătar, alcătuite din tălpi continue, dispuse după două direcții, de regulă ortogonal (fig. 13.24).

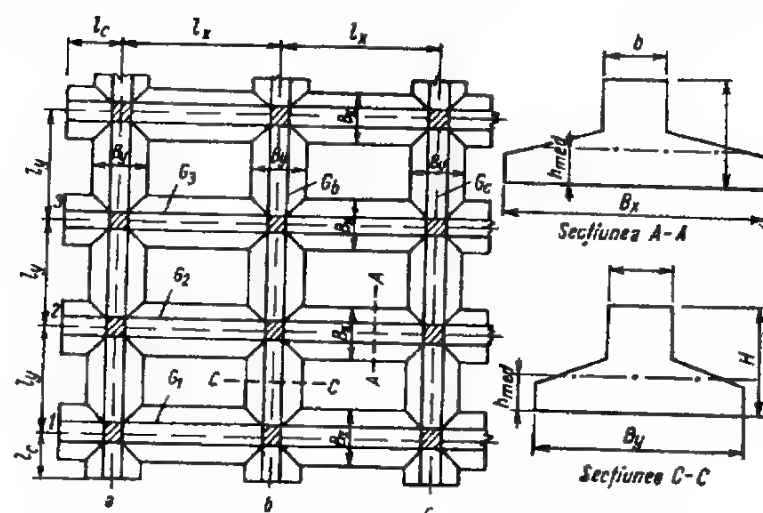


Fig. 13.24. Fundații grătar (pe rețele de tălpi încrucișate).

Acest sistem de fundare se utilizează și atunci cînd se cere o rigidizare a bazei construcției în ambele direcții, pentru a preveni producerea tasărilor neuniforme.

Calculul static și de dimensionare al acestor fundații se face descompunînd sistemul de tălpi continue încrucișate în tălpi continue separate după cele două direcții și încărcîndu-le pe fiecare cu partea aferentă din sarcina totală transmisă de stîlpi, în nodurile rețelei de tălpi încrucișate.

Executarea fundațiilor grătar este identică cu a celor continue după o direcție

13.4.5. FUNDAȚII RADIER GENERAL

În cazul unor sarcini mari și terenuri slabe de fundații, se întîmplă deseori că nici sistemul de fundare pe tălpi continue încrucișate să nu fie corespunzător, prin faptul că nu se poate realiza o suprafață în plan suficientă ca mărime, astfel încît presiunea efectivă pe teren să nu depășească presiunea admisibilă. În astfel de situații, mărirea suprafeței în plan prin care se transmit încărcările de la construcție la teren și reducerea respectiv uniformizarea presiunii efective pe teren, se obține prin folosirea sistemului de fundare cu radier general.

Mai frecvent, radierele generale se utilizează ca sistem de fundare la silozuri, buncăre, blocuri înalte, turnuri de răcire, rezervoare etc.

Radierele generale se aplică și în cazul cînd, din cauza neuniformității terenului de fundație, există pericolul să apară tasări mari și neuniforme

sub fundațiile izolate sau continue. Adoptînd soluția de radier general se obține o rigidizare a bazei construcției și deci o uniformizare a tasărilor.

Radierele generale se folosesc, de asemenea, ca fundații pentru construcții cu subsoluri și construcții îngropate (rezervoare, bazine) situate sub nivelul apelor subterane, realizîndu-se cu ajutorul lor cuve etanșe.

După modul de execuție și de preluare a încărcărilor de la construcție, radierele generale pot fi :

- radiere generale de greutate ;
- radiere generale care lucrează la încovoiere.

Radiere generale de greutate. Se folosesc la construcții situate sub nivelul apelor subterane (rezervoare, bazine etc.). Radierul propriu-zis este independent de fundațiile construcției, fiind separat de acestea prin rosturi de etanșare (fig. 13.25). Datorită acestui fapt un astfel de radier nu lucrează la încovoiere, respectiv nu contribuie la transmiterea sarcinilor de la construcție la teren, el avînd numai rolul de creare a unei cuve etanșe. Practic radierul general de greutate se obține printr-o îngroșare a pardoselii, fiind de fapt o pardoseală de tip greu.

Grosimea radierului trebuie să fie suficientă pentru ca greutatea lui să echilibreze subpresiunea apei, împiedicînd ridicarea lui și a hidroizolației orizontale. Scriind acest lucru sub formă de relație de calcul se obține condiția :

$$h_{r nec} \gamma_b \geq h_a \gamma_w.$$

Considerînd pentru greutatea specifică a apei valoarea unitară ($\gamma_w = 1$), rezultă :

$$h_{r nec} \geq \frac{h_a}{\gamma_b}, \quad (13.25)$$

unde :

$h_{r nec}$ este grosimea necesară a radierului ;

γ_b — greutatea specifică aparentă a materialului radier ;

h_a — înălțimea maximă a nivelului apei subterane față de cota hidroizolației orizontale.

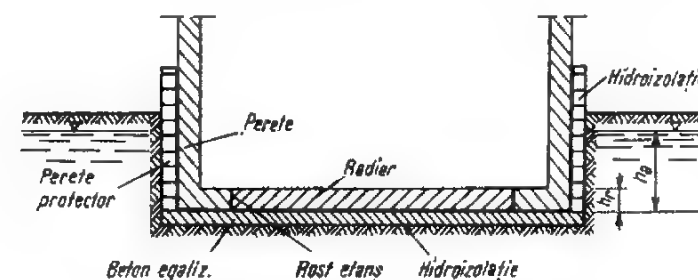


Fig. 13.25. Radier general de greutate.

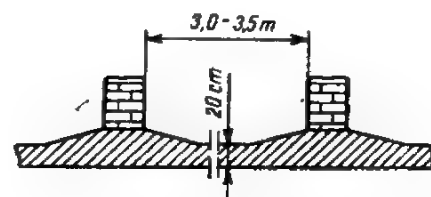


Fig. 13.26. Radier general de beton armat tip placă.

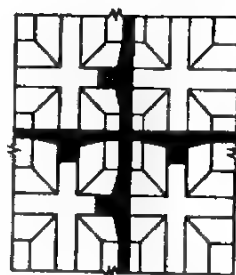


Fig. 13.27. Radier general de beton armat cu grinzi.

Radierele generale de greutate se execută, de obicei, din beton simplu sau beton slab armat.

Radiere din beton armat. Radierele generale care lucrează la încovoiere sînt analoage unor planșee întoarse, considerînd drept încărcare activă asupra lor reacțiunea terenului de fundație, iar ca rezeme elementele verticale de rezistență ale construcției respective (stîlpi, pereți portanți). Se execută din beton armat, numindu-se și radiere din beton armat, iar alcătuirea lor constructivă este asemănătoare cu a planșeelor. Din punct de vedere constructiv se deosebesc mai multe tipuri de radiere din beton armat:

— **Radierele tip placă** se folosesc la construcții sub ziduri portante, cu distanța între ele de circa 3—3,50 m. Radierul este format dintr-o singură placă cu grosime de minimum 20 cm, simplu armată după o direcție. În dreptul zidurilor de obicei sînt necesare vute din cauza momentelor încovoietoare negative (fig. 13.26).

— **Radiere cu grinzi** (fig. 13.27) se aplică la construcțiile cu schelet de rezistență în cadre. Placa radierului este armată pe două direcții, fiind rezemată pe contur pe grinzi. Acest tip de radier poate avea, ca și planșeele, grinzi principale într-o direcție și secundare (nervuri) în cealaltă, sau numai grinzi principale în ambele direcții. Placa se așază la partea inferioară a grinzilor, pentru ca suprafața inferioară a radierului să fie plană, fapt ce permite executarea hidroizolației orizontale în condiții bune (fig. 13.28).

Fig. 13.28. Secțiune transversală printr-un radier general de beton armat cu grinzi și nervuri.

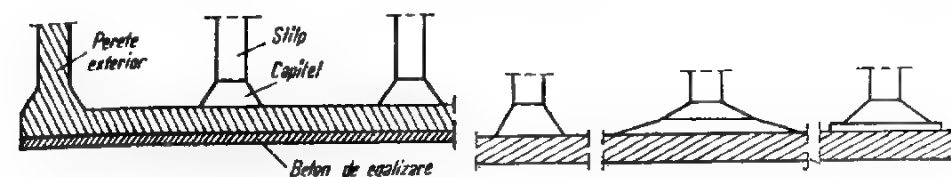
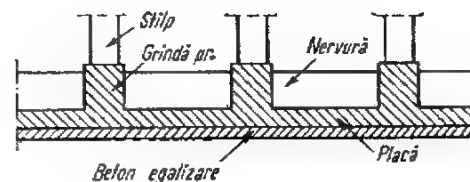


Fig. 13.29. Radier din beton armat Fig. 13.30. Capitoluri folosite la radiere tip planșeu-ciupercă.

Dezavantajul acestui sistem constructiv al radierului constă în reducerea înălțimii utile a subsolului, datorită grinzilor. Deși prin așezarea plăcii la partea superioară a grinzilor, dezavantajul amintit se elimină, nu se indică acest lucru pentru a nu îngreuna executarea hidroizolației orizontale

— **Radierele tip planșeu-ciupercă** sînt alcătuite dintr-o placă de beton armat cu grosime de 30—50 cm, stîlpii rezemînd pe placă prin intermediul unor capiteluri (fig. 13.29).

Capitelurile au rolul de a repartiza sarcina din stâlpi pe o suprafață mai mare a plăcii radierului. În figura 13.30 se reprezintă diferite tipuri constructive de capiteluri.

Radierele tip planșeu-ciupercă se folosesc la rezervoare îngropate, depozite subterane și uneori la silozuri. Aceste radiere au următoarele avantaje:

- înălțime de construire redusă;
- se elimină cofrajele pentru grinzi;
- ambele fețe ale radierului sînt plane;
- economie de armătură.

Determinarea suprafeței în plan a radierelor de beton armat se face din condiția ca presiunea efectivă să nu depășească presiunea admisibilă a terenului de fundație. Determinarea presiunii efective pe teren se poate face prin metode aproximativ sau exacte. Adoptînd ipoteza simplificatoare de considerare a unei rigidități mari a radierului în raport cu terenul, presiunea va avea o variație linară. Pentru a obține o repartizare a presiunii cît mai aproape de realitate, trebuie aplicate metode de calcul care să țină seama atît de elasticitatea radierului cît și a terenului.

Calculul static și de dimensionare propriu-zis a radierului se face ca și la planșeele de beton armat.

13.4.6. FUNDAȚII PENTRU STILPI PREFABRICAȚI

Fundațiile pentru stâlpi prefabricați se execută din beton armat (marca cel puțin B 100) putînd fi turnate la fața locului (în acest caz, stâlpii prefabricați se montează în ele după întărirea betonului), sau prefabricate. Folosirea celor turnate la fața locului are avantajul că realizează o lucrare mai bună între teren și fundație, însă necesită o durată de exe-

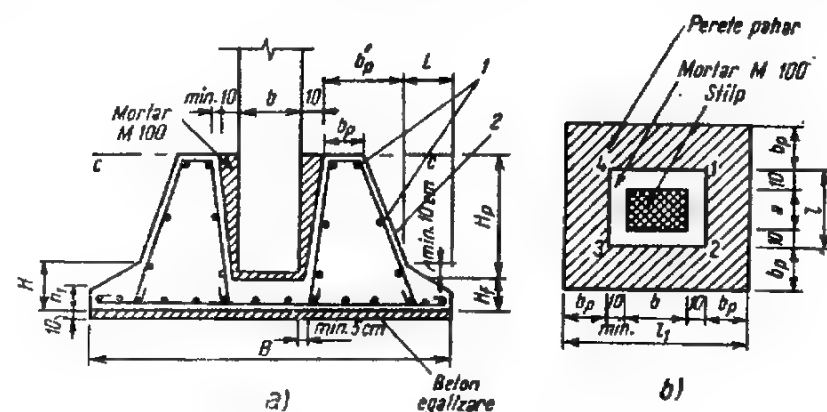


Fig. 13.31. Fundație pahar pentru stâlpi prefabricați:
a — secțiune verticală; b — secțiune orizontală prin pahar.

cuție mai mare, datorită timpului necesar pentru întărirea betonului. Cel mai frecvent pentru stâlpii prefabricați, se folosesc fundațiile tip pahar (fig. 13.31, a, b). În corpul fundației se lasă la turnare un gol central sub formă de pahar, în care se introduce apoi stâlpul prefabricat. Lățimea golului paharului va depăși dimensiunile secțiunii de la baza stâlpului, de fiecare parte cu cel puțin 5 cm la partea inferioară și 10 cm la partea superioară. După centrarea și fixarea stâlpului în pahar cu ajutorul unor pene (de preferat pene metalice), spațiul dintre stâlp și pereții paharului se umple cu mortar de ciment de marcă M 100. La turnare mortarul de ciment se indeasă bine, astfel încât după întărirea sa, să se realizeze o bună încăstrare a stâlpului în fundația pahar.

Pentru a ușura lucrările de centrare a stâlpului prin reducerea rezistenței de frecare, pe capătul stâlpului și pe fundul paharului se montează

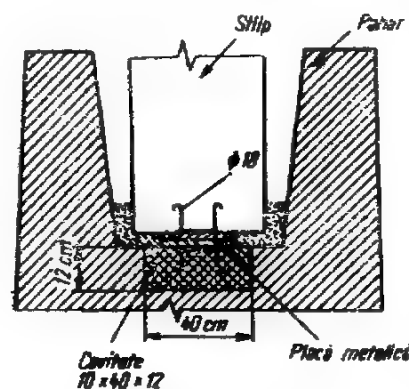


Fig. 13.32. Detaliu de execuție al paharului.

cite o plăcuță metalică cu grosime de 10 mm (fig. 13.32). Pe fundul paharului, în axul său, se lasă la turnare o cavitate cu dimensiuni în plan de 10 x 40 cm și adâncimea de 12 cm. După ce printr-un nivelment de precizie s-au fixat cotele de nivel și axele stâlpilor, în conformitate cu proiectul de execuție, se montează plăcuța de pe fundul paharului. Fixarea ei se face cu ajutorul a două bare de oțel beton (φ16—18) sudate pe plăcuță și înglobate într-un mortar de ciment. Plăcuța din capătul stâlpului se fixează odată cu turnarea acestuia. În spațiul dintre capătul stâlpului și fundul paharului se toarnă un mortar mai fluid, pentru a putea pătrunde mai ușor în acest spațiu relativ redus (circa 2 cm).

pului și fundul paharului se toarnă un mortar mai fluid, pentru a putea pătrunde mai ușor în acest spațiu relativ redus (circa 2 cm).

Determinarea suprafeței în plan a fundației pahar și calculul armăturii din talpă se face la fel ca la fundațiile izolate elastice sub stâlpi.

Pentru dimensionarea paharului, normativele prevăd verificarea pereților acestuia la compresiune și încovoiere, precum și o verificare la străpungere a fundului paharului. Verificarea la străpungere constituie de fapt dimensionarea fundului paharului, adică determinarea grosimii lui conform relației de condiție :

$$H_f \geq \frac{N_0}{5U} \geq 25 \text{ cm}, \quad (13.25)$$

unde :

U este perimetrul secțiunii stâlpului, în cm ;

5 — rezistența la forfecare a betonului, în daN/cm² ;

N_0 — sarcina stâlpului dată de încărcările care intervin înainte de întărirea mortarului de solidarizare a stâlpului cu fundația, în daN.

Normativele recomandă ca dimensiunile pereților paharului să fie astfel luate, încât aceștia să poată prelua eforturile de întindere din încovoiere ca elemente din beton simplu. Armarea pereților (armăturile 1 și 2 — fig. 13.31) se prevede constructiv, folosind bare cu diametru de cel puțin 10 cm. Grosimea minimă a pereților paharului este $b_p = 25$ cm, iar la fundații cu dimensiuni reduse pentru simplificarea execuției, se admite grosime constantă pentru pereți, adică $b'_p = b_p$.

Verificarea la compresiune a pereților nu mai este necesară, dacă în alegerea înălțimii paharului se respectă condițiile :

$$H_p \geq 1,2 b \quad \text{și} \quad H_p \geq \frac{1}{8} H_s,$$

unde :

H_s este lungimea de calcul a stâlpului ;

b — lățimea stâlpului în direcția de acțiune a momentului încovoiator din stâlp.

De asemenea, nici verificarea la încovoiere a pereților nu este necesară, dacă pentru grosimea peretelui paharului b_p se respectă condiția :

$$b_p \geq 0,75 b.$$

În general, pentru executarea în uscat a fundațiilor sub nivelul apei, se folosește unul din procedeele de îndepărtare a apei (cap. 12). Astfel, se crează incinte de palplanșe sau batardouri din care se pompează apa, sau se coboară nivelul apei subterane, prin creere de depresiuni. În cazul adâncimilor mai mari, se aplică soluții de fundare pe chesoane cu aer comprimat, pe piloți sau pe coloane.

Totuși în unele situații, procedeele arătate sînt neeconomice și anevoios de executat, încît e necesar ca atît săpătura cit și executarea fundațiilor să se facă sub nivelul apei. Astfel de situații apar în special la unele lucrări maritime sau fluviale ca: diguri, cheiuri, spîngătoare de valuri etc. Executarea acestor fundații se poate realiza prin:

- turnarea betonului sub apă;
- fundarea pe anrocamente și umpluturi din piatră;
- fundarea pe căsoaie;
- fundarea pe blocuri de beton;
- fundarea pe chesoane plutitoare.

14.1. TURNAREA BETONULUI SUB APA

Turnarea betonului sub apă nu se poate face prin aruncarea lui direct în apă, deoarece cimentul se separă de agregate în decursul sedimentării. Această separare se produce din cauza vitezei de sedimentare diferită a particulelor: agregatele sedimentează cu o viteză mai mare, iar particulele de ciment în stare coloidală plutesc în apă, sedimentînd cu o viteză mult mai redusă. Datorită acestui fapt, masivul de beton obținut prezintă discontinuități, fiind alcătuit dintr-o masă de agregate cu intercalații de pastă de ciment, care nu mai are calități de liant. În consecință, orice metodă de betonare sub apă va avea ca obiectiv principal prevenirea pe cît posibil a acestor discontinuități din interiorul masivului de beton. O primă regulă care trebuie respectată, este ca betoanele turnate sub apă să aibă un conținut de ciment mai mare decît cel dictat de marca respectivă, pentru ca în beton să rămînă suficient liant, chiar după ce o parte a fost spălat de apă. De asemenea, nu este de loc indicată introducerea amestecului de agregat și ciment în apă, deoarece la periferia cantității

de amestec se va crea o zonă umedă, iar centrul amestecului va rămîne nehidratat.

Turnarea betonului sub apă se poate realiza prin următoarele procedee:

- turnarea betonului cu ajutorul cutiilor;
- turnarea betonului cu ajutorul sacilor;
- turnarea betonului cu ajutorul pilniilor;
- turnarea betonului cu ajutorul pompelor.

Turnarea betonului cu ajutorul cutiilor. Cutiile folosite sînt confecționate din lemn sau tablă, avînd o capacitate de 0,5 pînă la 1,0 m³. Fundul cutiilor este mobil, fiind alcătuit din două elemente prinse articulat de pereți (fig. 14.1). Deschiderea și închiderea lui se face prin intermediul unui cablu care trece peste un scripete.

Cutia se umple cu beton și apoi, cu ajutorul unei macarale se coboară în apă pînă la locul de betonare. Prin ridicarea outiei și slăbirea simultană a cablului de susținere a fundului acesteia, betonul din cutie este golit. Operația se repetă deplasînd puțin lateral cutia, pentru ca prin turnarea treptată a betonului să se formeze un strat de o anumită grosime în funcție de mărimea cutiei. Deși prin această metodă nu se produce o separare a agregatelor, masa betonului prezintă unele discontinuități, care se datoresc faptului că de fiecare dată cînd se golește betonul din cutie, suprafața acestuia rămîne în contact cu apa, producîndu-se spălarea liantului. Din acest motiv, procedeul descris se folosește numai pentru executarea unor straturi de egalizare sau a unor betoane de slabă rezistență.

Turnarea betonului cu ajutorul sacilor. Betonul este introdus în saci de iută cu o capacitate de 50 pînă la 100 l. Sacii umpluți cu beton sînt coboriți în apă cu ajutorul unei macarale și așezați sub formă de zidărie de către scafandrii. Datorită greutatea care apasă asupra sacilor umpluți cu beton, mortarul de ciment iese prin țesătura lor, realizînd o oarecare legătură între ei. Această legătură este însă foarte slabă, obținîndu-se un beton discontinuu și neomogen.

Așezarea sub formă de zidărie a sacilor cu beton se folosește, de asemenea, pentru realizarea unui strat egalizator de nivelare a terenului excavat, sau pentru creerea unei incinte în care se toarnă betonul din fundația propriu-zisă prin alte metode (fig. 14.2).

Turnarea betonului cu ajutorul pilniilor. Prin acest procedeu de turnare se obține un beton de o calitate mai bună, în comparație cu procedeele anterioare. Turnarea se poate face cu ajutorul unor pilni mobile sau fixe. În cazul folosirii unei pilni mobile, în jurul incintei de betonare se face o schelă pe care se poate deplasa un mic pod rulant. De căruciorul

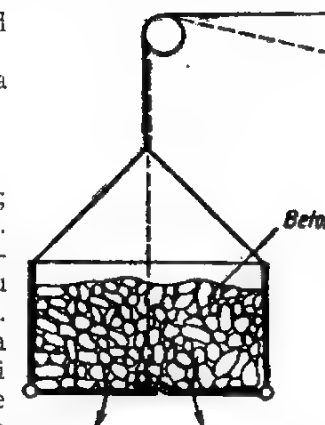


Fig. 14.1. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul cutiilor.

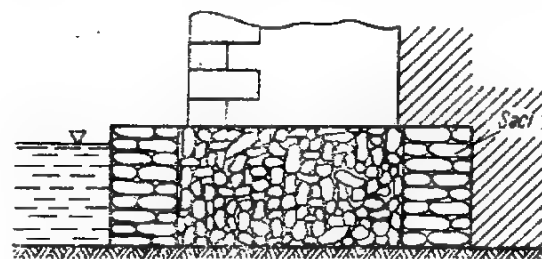


Fig. 14.2. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul sacilor.

podului este fixat un tub cu diametru de cca. 30 cm (fig. 14.3, a). Cu ajutorul podului rulant și al căruciorului tubul poate să ajungă în orice punct al zonei de betonat. De asemenea tubul poate fi mișcat și în direcție verticală, adică coborît sau ridicat.

Tubul este umplut și alimentat încontinuu cu beton, pînă la terminarea betonării, care se execută fără întreruperi. Viteza de curgere a betonului din tub trebuie să corespundă debitului de alimentare cu beton. Turnarea primului strat de beton se realizează printr-o mișcare continuă a tubului într-o direcție, iar pentru al doilea strat mișcarea se face în direcția perpendiculară, pe cea corespunzătoare primului strat (fig. 14.3, b). Grosimea unui strat este de 30—70 cm. Turnarea betonului cu ajutorul pîlniei are productivitate mare, putîndu-se betona incinte cu suprafețe mai mari în plan.

Dezavantajul metodei constă în faptul că, stratele turnate sînt în contact cu apa și pînă la acoperirea lor cu stratele următoare, cimentul din partea superioară este spălat. Astfel, nu se asigură o legătură bună între stratele vecine, neobținîndu-se un beton suficient de monolit. Acest dezavantaj este eliminat prin folosirea pîlniilor fixe, adică a unor tuburi care se pot mișca numai în direcție verticală, nu și în direcție orizontală. Ca și la metoda precedentă, deasupra incintei de betonare se face o schelă. Pe platforma acestei schele se fixează (la mijlocul suprafeței de betonat) un tub de același diametru ca la metoda anterioară. Prin pîlnia de pe capătul superior al tubului se face alimentarea cu beton fără întrerupere, viteza de curgere a betonului în tub fiind de 0,1—0,2 m/s (fig. 14.4). La început se toarnă un strat cu o grosime de cca. 1,0 m, după aceasta se ridică tubul în același ritm în care curge betonul astfel ca gura lui să rămînă în permanență îngropată în be-

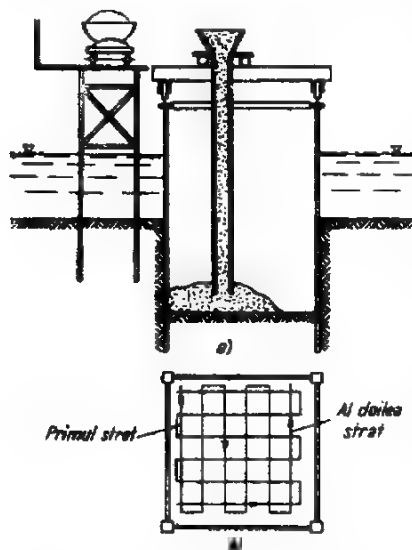


Fig. 14.3. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul pîlniei mobile.

ton, pe o adîncime de cca 1,0 m. În felul acesta, numai stratul de la partea superioară a masei de beton este în contact cu apa. Acest strat protector este ridicat de betonul turnat prin tub, iar cînd se ajunge deasupra nivelului apei se face îndepărtarea lui, betonarea continuînd prin turnarea la uscat.

Calitatea betonului obținut, prin turnarea sub apă cu ajutorul pîlniilor fixe, este bună, masa de beton fiind omogenă.

Răspîndirea betonului înspre lateral față de tub se face în condiții bune pînă la o distanță de cca. 3,00—3,50 m. Din această cauză, suprafața în plan a incintei ce poate fi betonată prin folosirea unui singur tub este de cca. 6,0×6,0 m.

Turnarea betonului cu ajutorul pompelor. Turnarea betonului cu ajutorul pompelor se face în mod asemănător cu metoda pîlniei fixe. Pompa de beton este folosită pentru introducerea betonului, cu presiune, sub nivelul masei de beton deja turnate, presiune care în cazul pîlniei fixe este creată prin diferența de nivel dintre partea superioară a pîlniei și nivelul betonului turnat.

Pompele pot fi folosite și pentru transportarea betonului de la locul de preparare pînă la pîlnie.

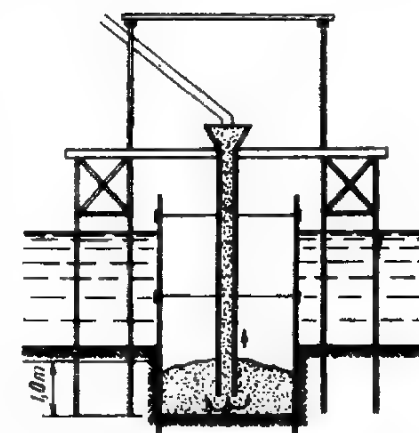


Fig. 14.4. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul pîlniei fixe.

14.2. FUNDAȚII PE ANROCAMENTE ȘI UMLUTURI DIN PIATRĂ

Calitatea terenului de fundație sub nivelul apei (de pe fundul albiilor) este de obicei slabă. În consecință, fundațiile nu se pot așeza direct pe acest teren, fără a fi efectuate anumite lucrări de amenajare în prealabil.

Un procedeu ar consta în îndepărtarea stratelor neconsistente printr-una din metodele de săpare sub apă (săparea cu dragline, graifere, excavatoare cu cupe multiple, drăgi mecanice sau hidraulice). Aceste metode sînt însă greoaie și nesigure, deoarece destul de greu se poate constata ajungerea cu săpătura la terenul bun, pe care se poate așeza direct talpa fundației. De asemenea, cînd stratele slabe au grosime mare îndepărtarea lor este costisitoare.

Un alt procedeu constă în executarea pe fundul albiei a unor umpluturi de anrocamente sau de piatră pe care apoi se fundează construcția. Dacă stratele superficiale de consistență redusă (miluri) au grosime mică, ele se pot îndepărta, umplutura așezîndu-se pe stratele rezistente.

Cînd grosimea stratelor este mare, din motive economice nu se mai face îndepărtarea lor ci umplutura se așază direct pe ele. Sub greutatea umpluturii o parte din stratele slabe refulează iar restul se consolidează. În acest caz, umplutura se execută cu o înălțime mai mare decît cea necesară, pentru a supune stratele slabe la o presiune sporită, care în general, să corespundă presiunii ce urmează a fi transmisă de construcție. Aceste umpluturi sînt lăsate timp mai îndelungat (circa 1 an) să se taseze, iar după aceea surplusul de umplutură se îndepărtează pînă la cota prevăzută de proiect și se execută construcția respectivă. Fundarea pe anrocamente și umpluturi din piatră se aplică la unele lucrări portuare (maritime sau fluviale) ca: spărgătoare de valuri, cheiuri etc., și în general, la construcții puțin sensibile la tasări.

Dislocarea, respectiv refularea stratelor moi și neconsistente poate fi intensificată prin explozii. În acest sens se introduc în terenul neconsistent tuburi distanțate la 10 m între ele, în care se introduce apoi exploziv. Prin explozii declanșate simultan se produce dislocarea și lichefierea stratelor neconsistente, care refulează ușor sub greutatea umpluturii, permițînd acesteia să ajungă pînă la stratul rezistent de suport.

La lucrările maritime, anrocamentele sînt expuse acțiunii valurilor, care le pot periclita stabilitatea. Din această cauză, pietrișul sau piatra cu dimensiuni mai mici, se așază înspre interiorul umpluturii, iar spre exterior se așază piatră cu dimensiuni și greutate mai mare, sau blocuri de beton (fig. 14.5).

Înclinarea taluzurilor sub care se face umplutura este în funcție de intensitatea curenților de apă, respectiv puterea de lovire a valurilor. Acolo unde puterea de lovire a valurilor este mare, taluzurile se fac cu înclinare mai mică și se protejează prin acoperire cu blocuri din beton de mare greutate.

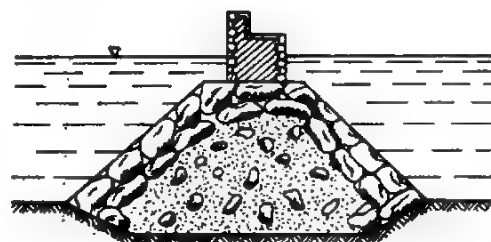


Fig. 14.5. Spărgător de valuri fundat pe anrocamente.

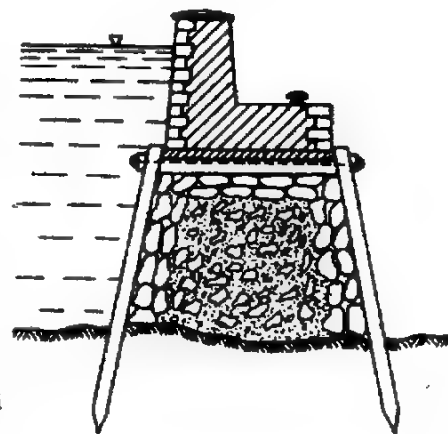


Fig. 14.6. Construcție hidrotehnică fundată pe anrocamente protejată cu piloți.

Cînd în fundul albiei pot fi bătuți piloți, pentru a reduce consumul de material de umplutură se execută din piloți doi pereți ancorați la partea superioară, între care se pune umplutura de piatră (fig. 14.6). În partea centrală se așază fragmente mai mici, iar spre exterior se pun fragmente mai mari, pentru a nu fi deplasate de curenții de apă prin spațiile dintre piloții care alcătuiesc pereții.

Pentru a nu se distruge tiranții de ancorare a pereților datorită tasărilor ulterioare, la baza construcției care se execută pe anrocamente, se prevăd niște locașuri de protejare care permit producerea de tasări mici, fără a deteriora tiranții.

14.3. FUNDAȚII PE CĂSOAIE

Căsoaiele sînt construcții provizorii, executate din lemn rotund sau cioplit pe două fețe, asemănătoare unor cutii mari, care se așază pe fundul albiei și se umplu cu blocuri de piatră (fig. 14.7). Căsoaiele se folosesc, de obicei, pentru realizarea de fundații la construcții provizorii, cum ar fi pile pentru poduri de serviciu, baraje provizorii pentru devierea cursurilor de apă în timpul lucrărilor în albia râurilor, batardouri etc. Căsoaiele se execută cu înălțimi mai reduse (3—4 m) și sînt folosite mai ales la riuri de munte cu fundul albiei stîncos, unde baterea piloților nu se poate face. Îmbinările la colțuri ale grinzilor care alcătuiesc căsoaiele sînt dulgherești, folosindu-se cît mai puțin material metalic posibil.

Materialul folosit ca umplutură este alcătuit din bolovani de râu sau piatră de carieră, dacă există vreo exploatare prin apropiere.

La căsoaie, pericolul cel mai mare îl constituie desfacerea îmbinărilor sub acțiunea curenților de apă sau a împingerii umpluturii din interior.

De aceea, pe înălțimea căsoaiei trebuie prevăzute o serie de legături de rigidizare a pereților acesteia.

În trecut căsoaiele s-au folosit pe scară largă la lucrări maritime și fluviale, în special în țările care aveau mult lemn: Rusia (canalul și portul din Leningrad), Canada, S.U.A. etc.

Odată cu extinderea întrebuintării betonului și betonului armat, căsoaiele au început să se utilizeze mai rar, iar astăzi numai în cazuri excepționale.

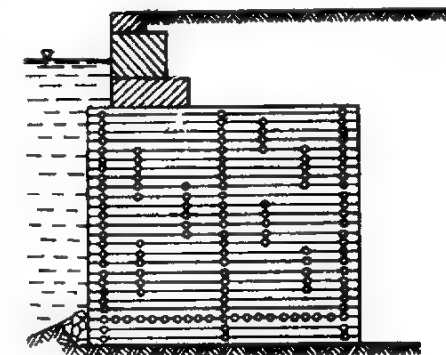


Fig. 14.7. Fundație pe căsoaie din lemn.

14.4. FUNDAȚII PE BLOCURI DIN BETON

Fundațiile pe blocuri din beton sînt, în principiu, asemănătoare cu fundațiile prefabricate. În locul unde urmează să se așeze blocurile, se creează o platformă orizontală, fie direct pe pămînt, fie prin intermediul unui strat de piatră. Pe această platformă se clădesc blocurile prefabricate din beton, confecționate în apropiere și scufundate în apă cu ajutorul macaralelor. Pentru a avea stabilitate la acțiunea mecanică a valurilor sau a curenților de apă, blocurile au dimensiuni respectiv greutatea mari (frecvent între 50 și 400 kN). Așezarea blocurilor unele peste altele se face sub formă de zidărie (fig. 14.8).

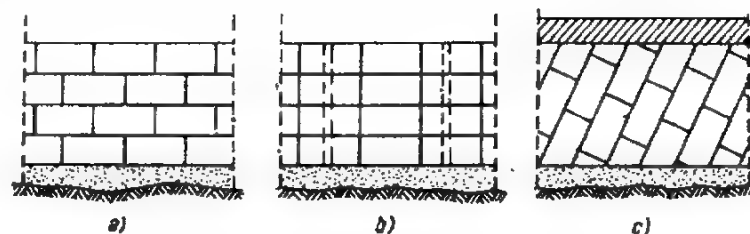


Fig. 14.8. Fundații pe blocuri din beton :

a — zidărie cu rosturi verticale decalate; b — zidărie cu rosturi verticale continue; c — zidărie cu rosturi înclinate.

14.5. FUNDAȚII PE CHESOANE PLUTITOARE

O metodă corespunzătoare din punct de vedere tehnic și cu productivitate ridicată pentru executarea fundațiilor directe sub apă este metoda bazată pe folosirea chesoanelor plutitoare. Chesoanele plutitoare se execută din beton armat în formă de cutii, compartimentate, care sînt aduse la locul de punere în operă prin plutire și scufundate în apă pînă la cota prin lestare (fig. 14.9).

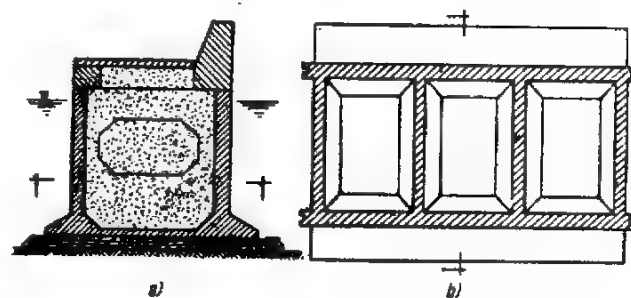


Fig. 14.9. Cheson plutitor :

a — secțiune verticală; b — secțiune orizontală.

Chesoanele se așază direct pe fundul albiei, nivelat în prealabil prin dragare, sau pe un pat de piatră, pietriș sau beton.

Avantajul mare al chesoanelor plutitoare îl constituie faptul că ele se execută pe uscat, putîndu-se obține un beton de calitate bună, rezistent la acțiunea unor eventuale ape agresive, precum și la acțiunea mecanică a valurilor.

Pentru a putea fi aduse prin plutire la locul construcției după ce au fost executate, respectiv betonul s-a întărit, chesoanele se lansează în apă, aducîndu-se la linia de plutire. Dacă chesoanele au dimensiuni mici, iar locul de punere în operă nu este prea departe de mal, lansarea lor se poate face cu ajutorul macaralelor-portal. Pentru chesoanele mai mari se construiește o cală de lansare, dusă sub apă pînă la adîncimea necesară. Chesonul se execută pe această cală, fiind așezat pe niște role sau sânni. După întărirea betonului cu ajutorul acestor role sau sânni, chesonul este lăsat să alunece pe planul înclinat al calei înspre apă, pînă ajunge la linia de plutire, fiind transportat apoi mai departe prin plutire.

O metodă mai ingenioasă de lansare este cea prezentată schematic în figura 14.10. Chesonul plutitor se execută în poziția culcată pe malul apei, pe o platformă special amenajată (fig. 14.10, a). După întărirea betonului, pămîntul de sub cheson se sapă în taluz, chesonul alunecînd înspre apă (fig. 14.10, b), pînă ajunge la linia de plutire (fig. 14.10, c).

În cazul unui pămînt cu oarecare impermeabilitate se recomandă următoarea metodă : se sapă pe malul apei sub protecția unor pereți de palplanșe o groapă suficient de mare și adîncă, în care se execută chesonul. În timpul execuției chesonului nivelul apei se menține prin pompare sub nivelul fundului gropii. După ce betonul s-a întărit, se sapă în mal un canal de legătură între groapa de execuție a chesonului și albia apei. Datorită pătrunderii apei în groapă, chesonul va ajunge în stare de plutire, fiind condus apoi prin remorcare pînă la locul de întrebuințare (fig. 14.11).

După ce chesonul a fost adus la locul de întrebuințare, se face scufundarea lui la cota indicată de proiect prin umplerea compartimentelor cu beton slab, piatră brută, pietriș, nisip sau apă.

Umplerea cu apă prezintă avantajul că permite corectarea scufundării în cazul cînd aceasta nu s-a putut efectua exact la locul fixat, datorită

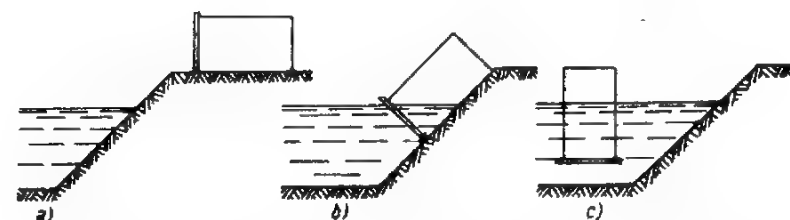


Fig. 14.10. Lansarea chesoanelor prin săparea în taluz a malului :

a — poziția la execuție; b — alunecarea pe taluz; c — plutirea.

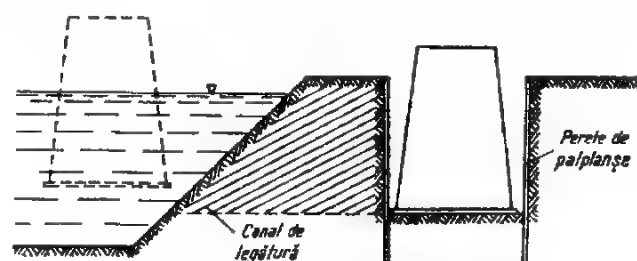


Fig. 14.11. Lansarea chesoanelor prin săparea unui canal de legătură.

valurilor sau altor cauze. Evacuind prin pompare o parte din apa din cheson, acesta se va ridica datorită presiunii ascensionale, astfel încât există posibilitatea de manevrare pînă cînd scufundarea reușește. După aceea se îndepărtează apa rînd pe rînd din cite un compartiment al chesonului, făcîndu-se imediat umplerea cu material de umplutură (beton slab, piatră nisip).

Fundațiile pe chesoane plutitoare oferă un mijloc relativ ieftin pentru executarea construcțiilor masive în ape adînci, ele luînd în mare parte locul atît al căsoaielor cît și al blocurilor mari de beton.

15. FUNDAȚII PE PILOȚI

15.1. ELEMENTE PRIVIND FUNDAREA PE PILOȚI

În cazul în care terenul bun de fundare se găsește la adîncime mare, uneori existînd și situația în care nivelul apelor subterane este ridicat, fundația devine neeconomică, iar uneori necorespunzătoare chiar și din punct de vedere tehnic. În astfel de situații se recomandă fundarea indirectă. Unul dintre sistemele folosite frecvent în astfel de situații îl reprezintă fundarea pe piloți.

Piloții sînt elemente de construcție sub forma unor stilpi înfipti în pămînt, prin intermediul cărora sarcina provenită din construcție se transmite straturilor de pămînt în adîncime. Din cauza zvelteței, piloții sînt capabili să suporte în genere numai sarcini axiale. La forțe transversale, piloții rezistă numai dacă au o secțiune capabilă să preia încovoierea și mai ales dacă terenul, în care sînt înfipti, este suficient de rezistent pentru a asigura o bună încastrare. De aceea, pentru preluarea sarcinilor orizontale se folosesc, în general, piloți înclinați. Înclinarea se dă în așa fel, încît sarcina verticală și orizontală să dea pe cît posibil o rezultantă apropiată de direcția corespunzătoare înclinării.

Fundațiile pe piloți (fig. 15.1 și 15.2) constau din piloții înfipti în pămînt și uniți la partea superioară printr-o placă ce transmite sarcina din construcție. Dacă placa de transmitere a sarcinii se găsește sub nivelul terenului (fig. 15.1), piloții se numesc *piloți adînci*, iar cînd placa se află deasupra terenului (fig. 15.2) ei se numesc *piloți înalți*. Asemenea cazuri apar îndeosebi la ziduri de chei, poduri provizorii etc.

După modul cum piloții transmit sarcinile terenului, se deosebesc două categorii de piloți :

- *piloți purtători pe vîrf*, care predau sarcina prin intermediul vîrfului lor, vîrf ce este înfipt într-un teren rezistent, puțin compresibil ;
- *piloți flotanți*, ce transmit sarcina prin frecarea între suprafața laterală a pilotului și terenul înconjurător. Piloții flotanți se folosesc, de obicei, în cazul în care terenul rezistent se găsește la adîncimi mari.

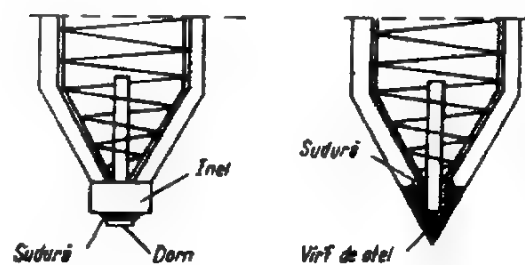


Fig. 15.4. Armarea vârfului pilotului.

După ce piloții din beton armat prefabricați s-au introdus pînă la adîncimea cerută, betonul din regiunea capului se sparge pînă la același nivel orizontal și se toarnă radierul de beton armat peste capul piloților; armătura din piloți rămasă liberă se betonează în radier, ceea ce duce la o legătură bună a acestuia cu piloții.

15.1.1.2. Piloți din lemn

Piloții din lemn se folosesc din timpurile cele mai străvechi pentru executarea fundațiilor în zonele mlăștinoase. Pentru confecționarea lor se folosește lemnul rotund sau ecarisat. La noi s-a folosit și se folosește lemnul de brad și de stejar. Lemnul de brad crește drept pe lungimi mari de 16—20 m, motiv care justifică folosirea lui. Lemnul de stejar avînd o coroană extinsă lateral nu crește drept, putînd fi folosit numai pînă la cca 8 m lungime.

Diametrul secțiunii piloților de lemn este de 25—40 cm. La un diametru mai mare de 35 cm introducerea lor în teren devine dificilă. Virful pilotului se ascute în trei sau patru muchii. De regulă, pe virful pilotului se fixează un sabot metalic cu scopul de a-l proteja în decursul pătrunderii în teren. Sabotul este necesar îndeosebi cînd pilotul trebuie să străbată un teren cu obstacole cum ar putea fi, rădăcini de arbori rămase în pămînt, teren pietros, teren cu bolovani etc. Sabotul trebuie să fie suficient de solid ca să reziste la obstacolele întîlnite. În figura 15.5 se arată un asemenea sabot. Pe un virf de oțel se sudează patru platbenzi puternice; acestea se fixează de cele 4 laturi prin cuie forjate de cca 10 cm lungime. Se recomandă ca găurile din platbenzi să se facă ovale iar cuiele să se bată în partea superioară a găurii, pentru ca cedarea eventuală a lemnului la virf cu ocazia baterii să nu influențeze poziția fixă a cuielor. În caz contrar se ajunge fie la smulgerea cuielor fie la forfecarea acestora. În pămînturi argiloase, ml etc. nu este necesar sabotul. Întrucît costul unui sabot este destul de ridicat, pentru a se decide dacă este necesar trebuie să se facă probe, introducînd piloți fără saboți în teren; iar apoi extrăgîndu-i se poate vedea modul de comportare a virfului în timpul înfierii.

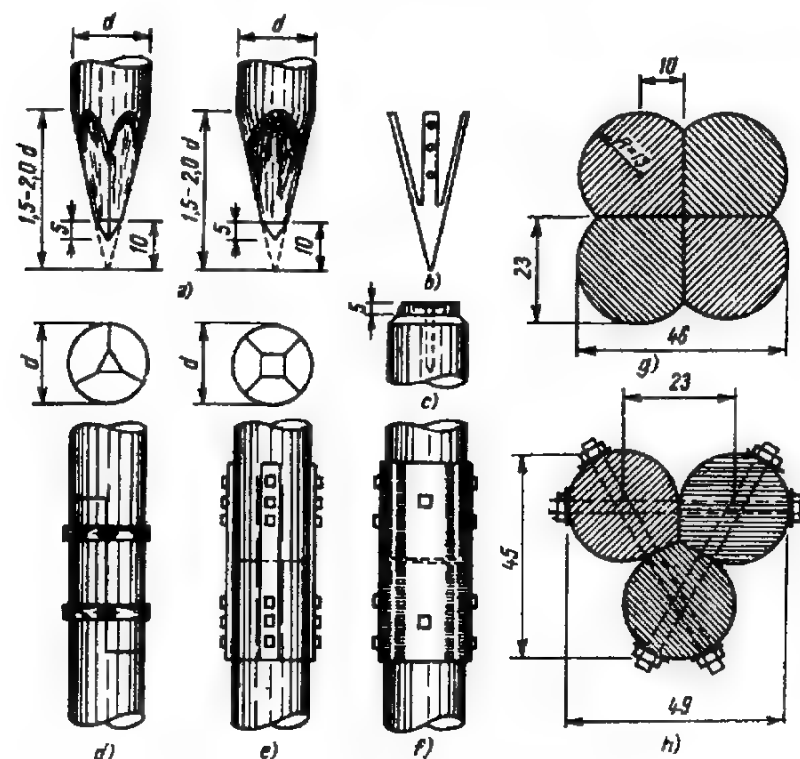


Fig. 15.5. Detalii de piloți din lemn :

a — virful; b — sabot; c — capul pilotului; d — înădire cu inel; e — înădire cu platbenzi; f — înădire cu teavă; g — îmbinare 4 elemente; h — îmbinare 3 elemente.

Pe capul pilotului se pune un inel metalic pentru a proteja pilotul cu ocazia baterii (fig. 15.5, c). Inelul are o formă tronconică cu înclinarea de 1 : 20, pentru ca prin batere să se fixeze cît mai strîns pe capul pilotului. Pe partea superioară a capului se formează prin batere o periniță din fibrele de lemn distruse, care trebuie îndepărtate pentru a nu reduce efectul baterii.

Cînd nu se găsește lemn rotund cu dimensiunile necesare pentru un pilot, se fac piloți compuși și înnațiți. În figura 15.5, g, h se arată secțiunea unor asemenea piloți. Părțile componente sînt prinse cu buloane așezate decalat unele față de altele. Îmbinările se așază de asemenea decalat, la o distanță de cel puțin 1,50 m, în așa fel ca într-o secțiune să existe totdeauna o singură îmbinare.

După ce s-au bătut piloții în teren, capetele lor sînt tăiate la același nivel orizontal. Dacă peste capete se toarnă un radier din beton, capul

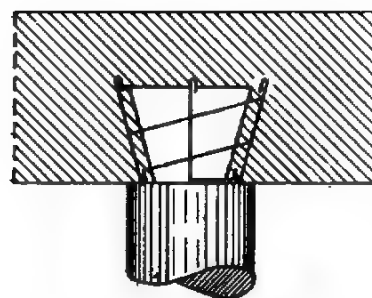


Fig. 15.6. Fixarea fundației pe capătul unui pilot din lemn.

rală, formînd un locaș pentru capul pilotului. Piloții fixați în felul acesta se comportă foarte bine.

15.1.1.3. Piloți înșurubați

Acest tip de pilot constă dintr-un stîlp din beton armat și un sabot metalic prins la partea inferioară a acestuia. Pe sabot sînt prevăzute aripioare elicoidale (fig. 15.7) folosite pentru înfigerea pilotului în pămînt. Aceasta se face prin înșurubare cu ajutorul unui mecanism special.

Piloții elicoidali mai pot fi executați complet din metal. În cazul în care corpul pilotului este metalic, se folosesc țevi cu diametru de circa 200 mm umplute, după înfigere, cu beton.

Piloții din beton armat cu diametru de 40—50 cm au o secțiune plină (sau cu goluri de diametru mic), iar cei cu diametre mai mari de 45 cm au secțiune inelară.

Un avantaj al piloților elicoidali constă în posibilitatea introducerii lente în teren, fără trepidații, ceea ce este foarte important în cazul cînd se lucrează în apropierea unor construcții existente. Piloții elicoidali preiau solicitări axiale mari, atît de compresiune cit și de smulgere. Ei devin rentabili îndeosebi cînd pămînturile rezistente se găsesc la adîncimi mari (10—15 m) sub o zonă de pămînturi slabe (mîluri etc.).

15.1.2. INSTALAȚII PENTRU ÎNFIGEREA PILOȚILOR PREFABRICAȚI

Piloții prefabricați se introduc în teren prin următoarele metode:

- batere cu un berbec de o anumită greutate;
- vibrație și vibropercucie;

pilotului este betonat pe o adîncime de cel puțin 1,5 ori diametrul lui.

Uneori piloții sînt supuși și la solicitări de smulgere (de exemplu în cazul unei ecluze așezate pe piloți, cînd ecluza este goală, s-ar putea ca forța ascensională a apei să depășească greutatea radierului). În cazul acesta, capul pilotului este prelucrat în mod special în formă tronconică (fig. 15.6). Prelucrarea se face pe o lungime de cca 2 d. În jurul capului pilotului, în afară de armătura obișnuită a radierului, se așază o armătură în spirală, formînd un locaș pentru capul pilotului. Piloții fixați în felul acesta se comportă foarte bine.

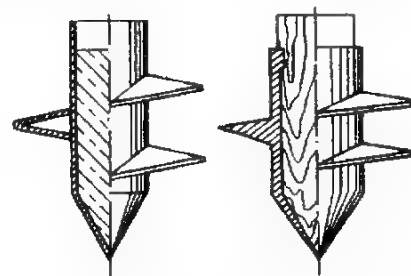


Fig. 15.7. Piloți elicoidali.

- subspălare prin acțiunea unui jet de apă cu presiune sub vîrfurile și în jurul pilotului;
- înșurubare.

15.1.2.1. Instalații de batere

Instalațiile pentru baterea piloților sînt în general de două tipuri: cu căderea liberă a berbecului și automate.

Părțile principale ale unei instalații de batere cu cădere liberă sînt: soneta, berbecul și aparatul de ridicat a berbecului.

Soneta servește la susținerea și ghidarea berbecului; se compune dintr-o platformă, pe care se instalează aparatul de ridicat și dispozitivul pentru ghidarea berbecului, compus din două piese lungi, numite lumînări, între care glisează berbecul în decursul manevrării și căderii lui libere.

Berbecul de 100—200 daN greutate se folosește la introducerea piloților și palplanșelor din lemn, la lucrări provizorii. Manevrarea lui se face cu troliu de mînă.

Berbecii de 400—800 daN greutate sînt întrebuințați pentru baterea piloților din lemn cu lungimi pînă la 6—8 m.

Pentru introducerea piloților și palplanșelor din beton armat și a palplanșelor metalice lungi se folosesc berbeci de 1 500—2 000 daN greutate. În general, se cere ca greutatea berbecului să fie cel puțin egală cu a pilotului, pentru a obține un bun randament la batere.

Berbecii cu greutatea amîntită, și mai grei, sînt acționați de trolii mecanice, cu motoare cu explozie sau electrice.

Un neajuns, în general, al instalațiilor cu cădere liberă a berbecului este frecvența mică a loviturilor (cca 10 pe minut) și deci un randament scăzut. Asemenea instalații se folosesc la lucrări de volum mai mic.

O largă răspîndire au căpătat aparatele de batere automate, care pot fi cu acțiune simplă sau dublă.

La cele cu acțiune simplă, prin presiunea aburului sau a aerului comprimat se realizează doar ridicarea părții de șoc a ciocanului (cilindrului), cursa de lucru însă (șocul asupra pilotului) are loc la o cădere liberă a cilindrului, sub acțiunea greutății proprii. Frecvența loviturilor ciocanului cu abur ajunge să fie de 30—40 lovituri/minut. Pentru alimentarea cu abur a ciocanelor se folosesc instalații ușoare mobile ce dau abur sub o presiune pînă la 10 atmosfere. În loc de abur se poate folosi aer comprimat obținut de la un compresor. În prezent se folosesc ciocane cu abur (aer) cu acțiune simplă, avînd partea căzătoare grea de 1 250—6 000 daN, iar la unele modele chiar 10 000 daN.

La ciocanele cu abur-aer cu acțiune dublă, partea de șoc este un piston ce se deplasează în sus și jos sub presiunea aburului sau a aerului comprimat cilindrul însă rămînînd fix.

Industria scoate în serie ciocane grele de la 650 la 9 000 daN, cu o energie a șocului de la 140 la 5 000 daNm, la un număr de 100 șocuri pe minut.

Ciocanele cu acțiune dublă au avantaje considerabile față de cele cu acțiune simplă. Energia aburului este folosită la acestea mult mai rațional, servind atât pentru mersul în gol cât și pentru cel de lucru, ceea ce mărește coeficientul de acționare utilă. Datorită frecvenței mari a șocurilor, ciocanele au o mare productivitate. Aceste ciocane nu necesită instalații de ghidaj și pot fi așezate pe capul pilotului, cu macarale obișnuite. Ele se folosesc nu numai pentru batere, dar și pentru extragerea piloților. În acest scop, se așază ciocanul în poziție inversă, se suspendă la cârligul macaralei și se prinde la pilot cu o scoabă specială. Prin șocuri dirijate în sus se extrage pilotul, simultan trăgându-se cu troliul macaralei. Ciocanele cu acțiune dublă cu funcționare cu aer comprimat, pot lucra cu succes și sub apă.

O largă folosire o au ciocanele Diesel. După principiul de funcționare ele se prezintă ca ciocane cu acțiune simplă. Greutatea părții de șoc a ciocanelor Diesel este de 100—3 500 daN pentru o greutate totală a instalației de la 300 la 6 000 daN; numărul de lovituri a ciocanului pe minut este de 45—60.

Pentru o folosire optimă a instalației în vederea baterii piloților, greutatea ciocanului de un oarecare tip se alege în funcție de greutatea pilotului de înfipt.

15.1.2.2. Vibroînfigătoare

În ultimii ani, o largă folosire o are înfigerea piloților prin vibrație. În figura 15.8 este arătată schema unui vibroînfigător constând dintr-un electromotor (1) și excentricii (2), care se rotesc cu aceeași viteză unghiulară dar în sensuri contrarii, fapt în urma căruia apare o forță centrifugă sumă, adică *forța perturbatoare*, dirijată în lungul axei pilotului. Această forță își schimbă periodic semnul, crescând de la zero la o valoare maximă, ce depinde de viteza de rotație și mărimea masei neechilibrate a excentricilor. Cu ajutorul câciului (3), vibroînfigătorul se prinde rigid cu pilotul (4). Vibrațiile se transmit prin pilot pământului înconjurător. La un anumit regim pe vibrație are loc o deplasare a suprafeței laterale a pilotului de pământ, adică *desprinderea* pilotului. Rezistența pământului la mișcarea pilotului se micșorează considerabil. Ca rezultat al mișcării oscilatorii, pilotul învinge rezistența frontală a pământului și se înfige.

Pentru înfigerea diferitelor elemente (palplanșe, piloți, coloane etc.) se folosesc diferite vibratoare. Pentru piloți și palplanșe ușoare este rațională folosirea vibratoarelor de înaltă frecvență cu excentrici relativ ușori; de exemplu, vibratorul BT-5 cu frecvențe de 2 500 osc/minut și cu o forță perturbatoare de 218 kN.

Pentru înfigerea piloților grei din beton armat cu secțiune plină și a piloților coloane, se folosesc vibroînfigătoare de joasă frecvență cu excentrici grei, unele având motorul prins elastic (V.E.-1; V.E.-2; V.P.E.-2 etc.).

Fixarea vibroînfigătorului de pilot se realizează cu ajutorul unui dispozitiv, constând dintr-un con de oțel și un pahar conic, corespunzător conului. Paharul conic se prinde la vibrator, iar conul trebuie să fie prins rigid la capul pilotului. Pentru înfigerea piloților-coloane lungi, s-au construit vibroînfigătoare de joasă frecvență V.P.-4 și V.P.-5, care permit când este nevoie, să se lucreze într-un anumit regim de lucru, atât cu o frecvență, cât și cu două frecvențe de vibrație. Necesitatea de lărgire a posibilităților fiecărui vibroînfigător, adică folosirea unei vibromașini pentru înfigerea piloților-coloane de diferite diametre și greutăți a dus la crearea puternicelor vibroînfigătoare universale de joasă frecvență V.P.-UA și V.P.-UB. La acestea se pot varia — în limite destul de largi — atât frecvența oscilațiilor cât și forța perturbatoare.

La noi în țară s-au executat înfigeri prin vibrație, folosind vibratoare din import sau indigene, pe o serie de șantiere dintre care amintim Combinatul chimic Turnu Măgurele, Combinatul de Alumină Oradea, silozul de cereale Lugoj și altele.

15.1.2.3. Înfigerea cu ajutorul jetului de apă

Practica lucrărilor cu piloți a arătat că nisipurile fine dovedesc o rezistență considerabilă la înfigerea piloților. Baterea piloților în asemenea pământ cere eforturi foarte mari, ceea ce duce la deteriorarea piloților, iar uneori este imposibilă.

În asemenea condiții se folosește spălarea pământului în jurul pilotului cu un jet de apă (subspălare). În acest scop, spre vârful pilotului se dirijează apa ce vine neîntrerupt sub presiune, prin țevile de subspălare prevăzute la vîrf cu doze (fig. 15.9). Sub acțiunea jetului de apă la vârful pilotului, pământul se afîinează, se amestecă cu apa, masa curgătoare este presată și deplasată în lungul pilotului, micșorînd în același timp frecarea pământului pe suprafețele sale laterale. Pilotul sub acțiunea unor șocuri slabe de berbec se înfige ușor în spațiul spălat sub vîrf. La unele pămînturi prin folosirea subspălării, nici nu mai este necesară folosirea berbecului, pilotul afundîndu-se sub greutatea proprie. Lucrările de în-

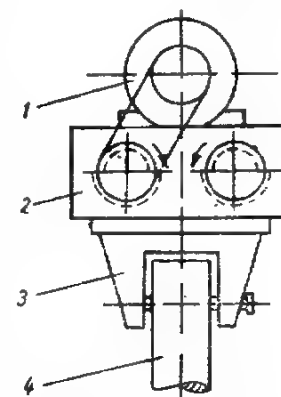


Fig. 15.8. Vibrator cu excentrici :

1 — motor electric; 2 — generator de vibrații; 3 — piesa de prindere; 4 — pilotul.

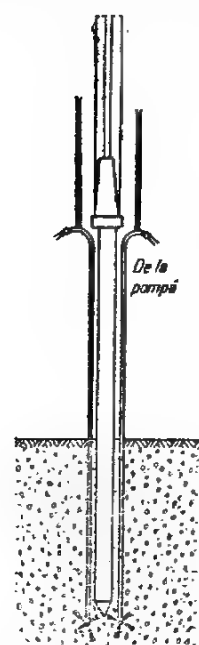


Fig. 15.9. Înfigerea pilotului cu jet de apă.

figere a piloților prin subspălare decurg în următoarea succesiune :

- așezarea (instalarea) pilotului la locul de batere ;
- coborîrea ciocanului pe capul pilotului ;
- instalarea a 2 țevi cu diametrul de la 38 la 75 mm de subspălare în lungul pilotului ;
- pornirea apei sub presiune și înfigerea pilotului odată cu țevile de subspălare (dozele țevelor sînt menținute la 0,25—0,5 m sub vîrf).

După atingerea de către pilot a unei adîncimi cu 1 m mai mică decît cea din proiect, se trece la ridicarea țevelor și apoi baterea suplimentară a piloților cu ciocanul pe ultimul metru de adîncime pentru obținerea rezistenței de calcul.

Presiunea necesară la vîrfurile pilotului, lung pînă la 8 m, trebuie să fie de la 4 la 6 atmosfere, iar pentru piloți lungi pînă la 15 m, de la 6 la 10 atmosfere. Pentru piloți mult mai lungi presiunea atinge 25 atmosfere. Mărimea presiunii depinde în mare măsură de compacitatea pămîntului străpuns de pilot.

În pămînturi argiloase, subspălarea poate fi utilizată doar în condițiile în care se neglijează rezistența pilotului pe suprafața laterală, adică atunci cînd, pilotul lucrează sprijinindu-se doar pe vîrf.

15.1.2.4. Mecanisme pentru înfigerea piloților elicoidali

Ca mecanism de bază pentru înfigerea piloților elicoidali este cabestanul. Cabestanul constă dintr-o parte fixă și una mobilă. Partea mobilă se învîrte în jurul pilotului, iar cea fixă se prinde în așa fel ca să nu se poată roti. Pe partea fixă sînt instalate electromotoarele și reductoarele cu ajutorul cărora se pune în mișcare de rotație partea mobilă și deci și pilotul.

15.1.3. PILOȚI DIN BETON SAU BETON ARMAT TURNAȚI LA FAȚA LOCULUI

Piloții turnați la fața locului se pot grupa după modul cum se execută, în :

- piloți executați fără tub metalic de protecție ;
- piloți executați cu tub metalic de protecție pierdut ;
- piloți executați cu tub metalic de protecție recîștigat.

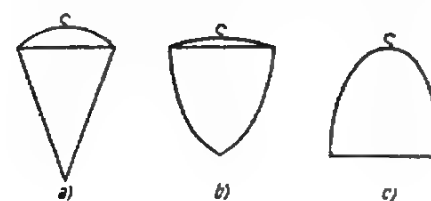


Fig. 15.10. Piese metalice folosite la executarea piloților turnați :

a — mandrină conică; b — mandrină convexă; c — mandrină plană.

15.1.3.1. Piloți executați fără tub metalic de protecție

Piloții executați fără tub metalic se toarnă la fața locului într-o gaură făcută cu ajutorul unei piese conice de 15—20 kN greutate (fig. 15.10, a) și diametru de 80 cm. Această piesă este lăsată să cadă de la o înălțime de 8—10 m, perforînd astfel terenul. După ce s-a făcut gaura pînă la adîncimea de cca 5—6 m, se toarnă betonul în straturi de 50 cm ; aceste straturi se compactează cu ajutorul altor greutăți (fig. 15.10, b, c). Prin comprimarea betonului se creează în regiunea vîrfului un bulb cu secțiune mare, formînd o suprafață de sprijin sporită. După executarea vîrfului, se continuă cu betonarea pînă ce se ajunge la nivelul dorit de la care urmează radierul fundației. Paralel cu îndesarea betonului se produce și o îndesare a pămîntului. Rezistența straturilor întîlnite fiind diferită se obține un pilot cu o secțiune verticală foarte neregulată, care pe lîngă rezistența mare de la vîrf, dă o rezistență pronunțată și pe mantaua pilotului. Din cauza greutății mari a pieselor care cad de la o înălțime mare, se produc trepidări, făcînd ca această metodă de lucru să nu poată fi folosită în apropierea clădirilor existente. De asemenea, metoda nu se poate aplica la executarea piloților în nisipuri sau sub nivelul apelor subterane precum și în pămînturi cu coeziune prea mare. Metoda descrisă dă rezultate bune în pămînturi de ml și în pămînturi nisipoase legate printr-o slabă coeziune. Dacă sînt mici infiltrații de apă, se poate opri pătrunderea apei în gaura formată prin introducerea de argilă moale, care presată pe pereții găurii de către greutatea conică îl impermeabilizează.

15.1.3.2. Piloți turnați la fața locului cu tubul nerecuperabil

Pentru executare se introduce în teren un tub din tablă subțire de cca 1—3 mm, cu ajutorul unui pilot din lemn sau a unei țevi metalice introduse în tub. După ce tubul a fost introdus prin batere cu o sonetă pînă la cota dorită, țeava sau pilotul din interior se scoate. Tubul metalic se mai introduce uneori și prin forare. După ce tubul a ajuns la adîncimea necesară, se continuă cu forarea circa 30—40 cm fără a deplasa tubul. În spațiul creat sub tub se introduce un bungiș special (care se poate deschide, fig. 15.11) cu ajutorul căruia se sapă un gol cu o secțiune mai

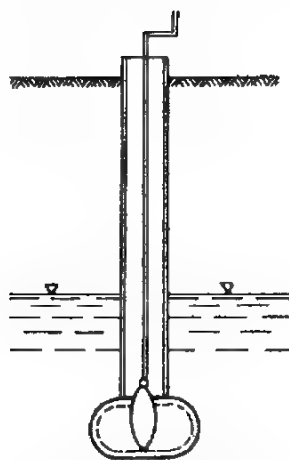


Fig. 15.11. Lărgirea spațiului de la baza pilotului.

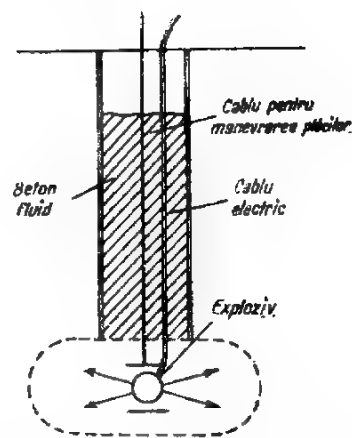


Fig. 15.12. Crearea spațiului pentru executarea bulbului cu exploziv.

mare ca a tubului. Se trece apoi la turnarea betonului. Dacă nivelul apei este ridicat, betonul se toarnă cu ajutorul unui tub cu diametrul mai mic, respectând procedeul descris la betonarea sub apă cu tubul fix. În felul acesta, betonul proaspăt nu va veni în contact cu apa și se obține un pilot de mare rezistență la vîrf.

În tub se poate introduce înainte de betonare, dacă se consideră necesar, armătură.

La unele lucrări executate, bulbul (descriș mai sus) s-a realizat și prin utilizarea explozibilului. În spațiul format sub capătul inferior al tubului se introduce o anumită cantitate de explozibil, așezată între două plăci orizontale. Plăcile pot fi manevrate cu ajutorul unui cablu. Aprinderea se face pe cale electrică, în care scop în masa explozibilului se introduc două fire electrice izolate. După ce s-a așezat aparatura cu explozibilul, tubul se umple pînă la un anumit nivel cu beton fluid. Se declanșează explozia care-și dezvoltă efectul în direcție orizontală, producînd un gol în care va curge betonul fluid, formînd un bulb asemănător celui săpat cu burghiu (fig. 15.12).

15.1.3.3. Piloți turnați la fața locului cu tubul recuperabil

Turnarea piloților cu tub recuperabil urmărește economisirea tubului, prezentînd în același timp și alte avantaje. În cele ce urmează se vor descrie cîteva din metodele mai des întrebuintate :

— piloți Simplex ;

- piloți tip Franki ;
- piloți Wolfholtz ;
- piloți Benoto.

— *Piloții Simplex* folosesc tubul cu gură de ali-gator, care este un tub cu pereții groși, avînd diametrul de 30—40 cm, iar vîrfurile format din două fălci mobile (de unde și-a primit numirea, figura 15.13). Tubul se introduce în teren prin bătere cu soneta. În acest scop se așază pe capul pilotului un dop de lemn, întărit cu inel metalic. După ce tubul a fost introdus pînă la adîncimea prevăzută, se fixează cu cabluri puternice de sonetă. Se introduce armătura și betonul, după aceea cu ajutorul unui pilot din lemn cu secțiune cilindrică (introdus în tub) și cu ajutorul berbecului se bate betonul pînă ce se răspîndește în regiunea vîrfului, formînd un bulb cu secțiune mai mare ca a tubului. Operația se repetă, tubul fiind ridicat treptat. Se obține în felul acesta un pilot cu bulb la capăt, cu o manta foarte rugoasă și cu terenul din apropierea pilotului bine comprimat, deci de mare capacitate portantă.

— *Piloții Franki* folosesc tuburi cu diametre între 30—45 cm care pot fi înădite prin mufe. Tubul se așază pe teren în poziție verticală și în tub se introduce un beton de consistență ridicată pe înălțime de circa 1,0 m (fig. 15.14, a). Se aplică asupra betonului lovituri ușoare cu o mandrină de 2 000—2 200 daN greutate. Din cauza formei rotunjite a vîrfului mandrinei, betonul se îndeasă prin lovituri și în același timp se produce și o presiune laterală pronunțată asupra tubului prin care sporește rezistența de frecare dintre tub și dopul de beton. Continuînd cu lovituri de la o înălțime mai mare asupra dopului de beton, tubul se înfige în teren (figura 15.14, b). În felul acesta, tubul poate fi introdus în pămînt pînă la adîncimea cerută. Tubul se fixează de sonetă prin cabluri puternice și se continuă cu aplicarea loviturilor cu mandrina ; sub acțiunea loviturilor dopul de beton este dislocat și răspîndit în pămînt.

Trebuie avut grijă ca, în tub să rămînă beton pe cel puțin 30 cm înălțime, pentru a opri pătrunderea apei subterane în acesta. Se formează astfel un bulb pronunțat la vîrfurile pilotului. Avînd în vedere greutatea mare a mandrinei, alături de betonul cît și pămîntul din regiunea tubului vor fi bine îndesate (fig. 15.14, c). Se introduce armătura în tub și se continuă cu betonarea ridicînd simultan tubul prin cablurile fixate de sonetă (figura 15.14, d). Ca rezultat al betonării se obține un pilot cum se vede în figura 15.14, e, cu un bulb mare la capăt, cu mantaua foarte rugoasă și cu pămîntul foarte bine îndesat în jurul pilotului. Piloții executați în felul acesta au o capacitate de încărcare foarte mare, mergînd pînă la 1 500—2 000 kN. Avînd în vedere îndesarea mare ce se obține în masa de beton, asemenea piloți se comportă bine chiar și în apele agresive.

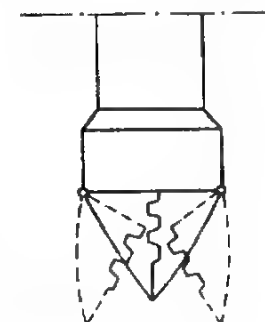


Fig. 15.13. Tub cu ali-gator.

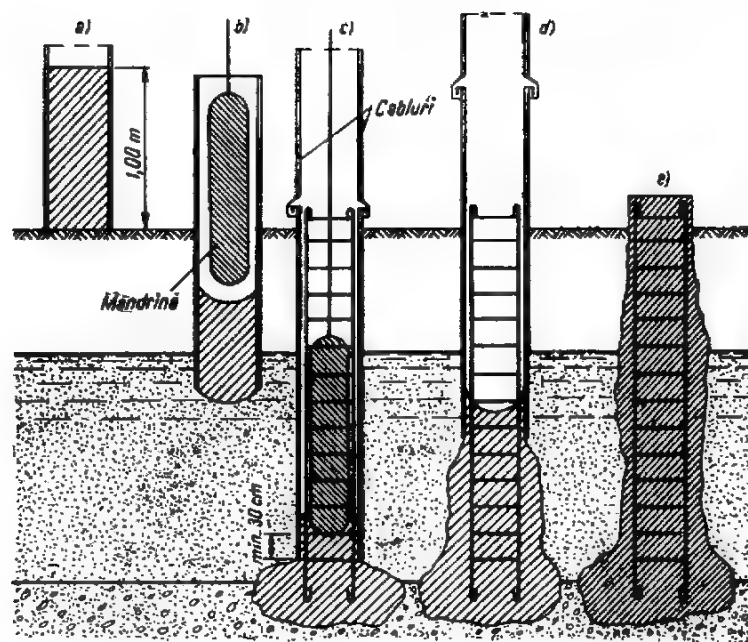


Fig. 15.14. Fazele de execuție a piloților Franki :
a — turnarea pilotului; b — batarea cu mandrina; c — introducerea armăturii;
d — scoaterea tubului; e — faza finală.

Această metodă s-a folosit și se folosește în prezent la executarea unor fundații din cadrul marelui combinat siderurgic de la Galați.

— **Piloții Wolfholtz** se realizează prin introducerea (prin forare) în pământ a unor tuburi cu diametrul de 30—40 cm, până la adâncimea prevăzută pentru pilot. Pe capul tubului se înșurubează, în mod etanș, o ecluză (fig. 15.15). Lucrarea începe prin a introduce o presiune de 1—2 atm în ecluza goală. Cu ajutorul acestei presiuni se evacuează apa din tub, fiind presată în pământ sau fiind scoasă afară printr-un tub și robinet de golire. După golirea apei din tub se închide ventilul și prin capacul din partea superioară a ecluzei se introduce beton în stare plastică, în cantitate de 100—150 litri. Se închide capacul și prin sporirea treptată a presiunii se împinge betonul în tub. Sporind mai departe presiunea, se produce comprimarea betonului și a pământului de la capătul tubului. Paralel cu aceasta se produce și ridicarea tubului din cauza presiunii sporite treptat în tub. Manevrarea robinetului, prin care se introduce aerul comprimat trebuie făcută cu atenție pentru a evita smulgerea tubului din teren. În figura 15.15 se dă o schiță a instalației de turnare a piloților cu metoda descrisă.

La noi în țară s-a folosit cu succes această metodă la barajul de pe Argeș, pentru alimentarea cu apă a Bucureștiului, la una din halele Uzinei

electrice din Timișoara, la subzidirea fundației la castelul Huniady din Timișoara etc.

— **Piloții Benoto** sînt folosiți tot mai mult și la noi în țară. Ei se execută cu ajutorul unei instalații de forare tubată, procedeul deosebindu-se prin aceea că tubul (cămășuiala) de protecție se introduce concomitent cu forarea. Tubul este prevăzut la partea inferioară cu o freză de tăiere a pământului, fiind supus la o mișcare de rotire alternativă prin intermediul unui sistem hidraulic. În interiorul tubului se sapă cu ajutorul unei cupe greifer de formă specială (fig. 15.16). Betonarea se face concomitent cu extragerea tubului, folosindu-se în acest sens niște containere speciale.

Comparînd diferite metode de fundare pe piloți se pot trage cîteva concluzii :

— Piloții din lemn dau soluția cea mai simplă. Sînt indicați la lucrările provizorii. La lucrările definitive trebuie avută grijă în privința eventualei coborîri a nivelului apelor subterane după executarea fundațiilor pe piloți, în care caz piloții de lemn sînt expuși putrezirii (cazul fundațiilor la Castelul Huniady din Timișoara).

— Piloții din beton prefabricați rezistă bine atît sub apă cît și în aer. Pot fi fabricați cu lungimea și secțiunea impusă de împrejurări, pretîndu-se la industrializare. Au însă dezavantajul că pe lîngă lungimi și secțiuni mari sînt greu de manipulat. Este foarte anevoioasă prelungirea lor dacă împrejurările o cer, ca și înfigerea în pământ. De asemenea, prelungeste termenul de execuție a lucrării fiind necesară respectarea timpului de întărire a betonului ; acesta se recomandă

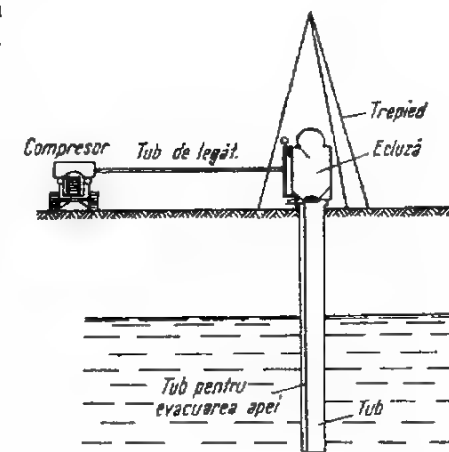


Fig. 15.15. Schema instalației pentru executarea piloților Wolfholtz.

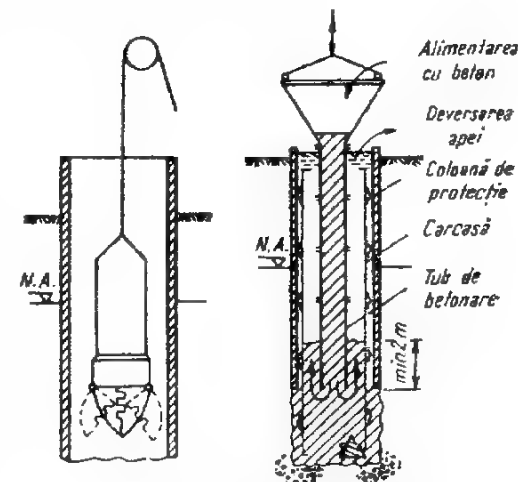


Fig. 15.16. Dispozitiv de săpare.

să fie chiar prelungit, luând în considerare solicitarea mai pronunțată a piloților în decursul introducerii lor în teren.

— Piloții din beton și beton armat turnați la fața locului elimină unele dezavantaje ale piloților prefabricați, ca manipularea sau înădăirea acestora, prelungirea termenului de execuție etc. Au o capacitate foarte mare din cauza bulbului de la vîrf și a suprafeței laterale rugoase. Dezavantajul constă în instalații mai complicate necesare pentru execuție, precum și sensibilitatea betonului proaspăt în cazul apelor agresive, care-l pot ataca și degrada.

15.14. PILOȚII SCURȚI PENTRU FUNDAREA CLĂDIRILOR

Pînă nu de multă vreme, pentru executarea clădirilor de locuit cu 4—5 niveluri s-a folosit fundarea directă, și numai în cazul clădirilor cu mai multe niveluri (de obicei peste 7—8) executate pe pămînturi slabe și foarte slabe, se foloseau fundațiile pe piloți. Folosirea limitată a fundațiilor pe piloți se explică, pe de o parte prin tehnologia greoaie a înfișării sau executării piloților, iar pe de altă parte, prin faptul că abia în ultima vreme s-au obținut date suficiente asupra comportării piloților sub sarcini.

Progresul tehnic realizat în direcția baterii și cunoașterii piloților a permis ca acest sistem de fundare să primească o mai largă răspîndire. Astfel, fundațiile pe piloți au început să fie folosite și în cazul clădirilor cu mai puțin de 6 niveluri, atît pentru pămînturile slabe ($p_a < 1 \text{ daN/cm}^2$) cît și în cazul pămînturilor bune și foarte bune ($p_a > 2 \text{ daN/cm}^2$). În U.R.S.S. ca și în alte țări folosirea piloților la clădirile de locuit cunoaște în prezent o largă dezvoltare. Astfel, pentru construcțiile cu 4—6 niveluri executate atît pe pămînturi slabe cît și pe pămînturi bune, se folosesc cu succes piloții scurți cu lungime de 4—6 m și de diferite forme și secțiuni. Aceștia se execută industrial în întreprinderi de prefabricate din beton armat, simplitatea executării lor permițînd o bună pretare la industrializare, folosind de asemenea avantajele pe care le prezintă elementele prefabricate.

S-a constatat că cea mai bună eficacitate economică o prezintă piloții scurți, proiectați pentru o sarcină de exploatare de 250—300 kN. Pentru clădirile cu 4—5 niveluri, rezultă că distanța optimă dintre piloți este de 1,5—2 m. Ținînd cont de cele precizate, piloții se repartizează sub construcție conform schemei de distribuție prezentată în figura 15.17. Piloții se distribuie pe unul sau două rînduri, perechi sau în zig-zag (fig. 15.18). După introducerea în teren a piloților, partea superioară se pregătește la același nivel executîndu-se piesa de legătură dintre pilot și soclul construcției conform figurii 15.19.

Socul clădirii se introduce în pămînt 30—50 cm, nefiînd influențat de deformațiile produse prin efectul de îngheț-dezghet.

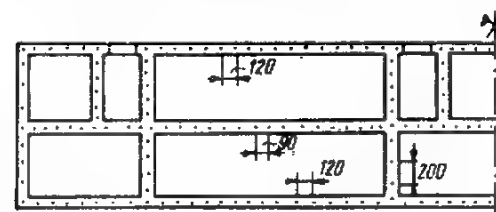


Fig. 15.17. Schema de distribuție a piloților sub fundație.

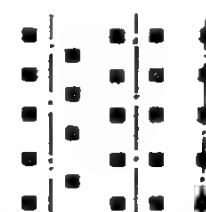


Fig. 15.18. Modul de așezare a piloților în lungul fundației.

Pe baza realizării unor fundații pe piloți scurți se desprind cîteva concluzii dintre care se menționează :

- se evită amenajarea specială a suprafeței terenului cum ar fi, nivelările, compactările de suprafață etc. necesare în cazul fundării directe ;
- se reduc considerabil lucrările de pămînt (săpătură și umpluturi) ;
- se elimină complet sprijinirile gropii de fundație, obținîndu-se economie de material și manoperă ;
- se evită complet lucrările de epuismențe, acolo unde nivelul apelor subterane este ridicat, economisindu-se în acest fel utilaje și energie, epuismențele de cele mai multe ori producînd complicații în timpul executării fundațiilor ;
- executarea piloților scurți se pretează bine la industrializare, obținîndu-se elemente de calitate superioară ;

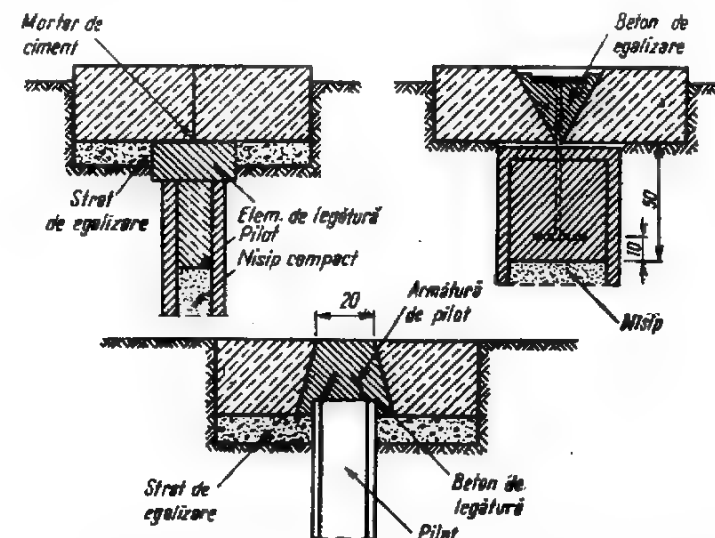


Fig. 15.19. Detalii de legătură dintre pilot și soclul clădirii.

— înfigerea piloților prefabricați se poate face și pe timp de iarnă în condiții bune ceea ce asigură o eșalonare mai judicioasă a lucrărilor de construcții pe tot timpul anului;

— pe baza rezultatelor obținute rezultă că tasările construcțiilor fundate pe piloți scurți sînt mai mici în comparație cu a construcțiilor fundate direct. De asemenea, diferențele de tasări sînt mici, ceea ce prezintă importanță îndeosebi pentru construcțiile din elemente prefabricate (blocuri, panouri mari, carcase etc.). Acest lucru permite executarea unor tronsoane de clădire pînă la circa 60 m lungime, fără a se prevedea rosturi de tasare;

— soluția de fundare cu piloți scurți prezintă avantajul unei economii pronunțate la consumul de muncă, deoarece se pretează foarte bine la mecanizare. Acest lucru este important îndeosebi sub aspectul reducerii substanțiale a muncii necalificate, care de multe ori constituie pentru șantierele de construcții o problemă dificilă.

În ansamblu, fundațiile pe piloți scurți prezintă avantaje tehnico-economice, ducînd la reducerea termenelor de execuție și a prețului de cost.

La noi în țară, metoda fundării pe piloți scurți a fost folosită pe o serie de șantiere dintre care se menționează Moldova Veche, Timișoara, Arad, Brașov, Cluj, Ploiești și este în fază de aplicare și pe alte șantiere, mai ales piloții scurți turnați pe loc cu ajutorul vibrării (Reșița, Timișoara etc.).

15.2. CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOȚILOR

15.2.1. GENERALITĂȚI

În procesul înfigerii piloților prin batere cu berbecul, prin înșurubare, sau înfipti prin vibrație au loc în pămînt deformații, din cauza compactării sau lunecării unor straturi peste altele. Aceste fenomene depind de modul cum se face înfigerea și de natura pămîntului în care are loc introducerea pilotului.

La începutul înfigerii se observă o refulare a pămîntului spre suprafață; pe măsura înaintării în teren, această refulare este tot mai mică. Refularea va fi mai mică pentru pămînturile care se îndeasă în timp mai scurt (nisipul), respectiv mai mare pentru argile.

Această refulare spre suprafață nu se produce brusc, ea durează mult timp în cazul argilelor și se manifestă mai repede în cazul nisipurilor. Acest aspect este bine să fie luat în considerare atunci cînd se stabilesc termenele de betonare a radierelor joase, întrucît umflarea pămîntului de sub radier adică presiunea de jos în sus a pămîntului conduce uneori la încovoierea radierului și deteriorarea sa (apar fisuri în partea superioară a plăcii).

Creșterea compactității pămîntului cu ajutorul piloților se poate face prin stabilirea unei ordine de batere a piloților. Astfel pentru zone de dimensiuni mici se indică baterea piloților de la centru spre perimetrul fundației iar pentru fundațiile ce se execută în zone cu dimensiuni mari, se indică baterea în prealabil a piloților pe anumite porțiuni din exterior și apoi baterea în interiorul incintei a restului de piloți.

Înfigerea pilotului exprimată în cm sub o lovitură de berbec este cunoscută în literatura de specialitate sub numele de *refuz*. Constructorii au observat, încă de multă vreme, că mărimea refuzului este influențată (printre alți factori) de întreruperea procesului de batere, sau cum i se mai spune de *odihna pilotului*.

Astfel, în nisipurile curate, puțin umede, ca și în pietrișuri de compactitate medie, la batere neîntreruptă are loc o micșorare rapidă a refuzului care uneori devine egal cu zero, pilotul nu se mai înfige în pămînt. După *odihnă*, reluînd baterea, refuzul crește.

Acest fenomen constatat experimental cu ocazia multor lucrări (printre care executarea fundațiilor silozului de cereale Lugoj) se explică astfel: la lovituri dese ale berbecului, ca rezultat al acțiunii dinamice, are loc o compactare locală accentuată a pămîntului sub virful pilotului. Zona compactată în formă de pană constituie un obstacol în calea înfigerii pilotului. Întreruperea baterii înseamnă întreruperea acțiunii dinamice fapt care creează condiții de revenire a zonei pană. Datorită acestei micșorări a compactității, la reluarea baterii, refuzul se mărește.

În cazul pămînturilor plastic-argiloase și curgătoare, odihna piloților influențează refuzul cu totul altfel. Astfel, acțiunea dinamică a berbecului produce o fluidificare a pămîntului, apărînd fenomenul de tixotropie, adică distrugerea structurii argilei și trecerea sa în sol. De aceea, la batere refuzul se micșorează mai încet pentru ca după odihnă, avînd loc restabilirea structurii pămîntului în jurul pilotului, refuzul să scadă de 4—6 ori.

Refuzul dinaintea odihnei se cheamă *refuz fictiv*, iar cel obținut după odihnă *refuz real*, ultimul fiind folosit la stabilirea capacității portante a piloților.

Pentru obținerea refuzului real, se lasă pilotul înfipt la cota respectivă cîteva zile și apoi se face o batere suplimentară a pilotului prin lovituri izolate rare (5—10), făcute la intervale de 2—5 minute.

Experiența arată că pentru pămînturile nisipoase și pietrișuri odihna trebuie să fie de 2—3 zile, pentru cele argiloase 7—10 zile iar pentru argilele slab consolidate de 15—20 zile.

Sarcinile ce acționează asupra pilotului se transmit terenului prin suprafața laterală Q_m

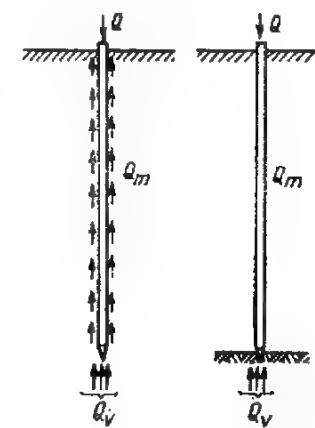


Fig. 15.20. Repartizarea capacității portante pe pilot.

și prin sarcina pe care pilotul o poate transmite terenului, astfel încât să nu apară tasări mari care ar periclita stabilitatea construcției.

Conform celor de mai sus :

$$Q = Q_m + Q_v. \quad (15.1)$$

Repartizarea capacității portante a pilotului pe manta respectiv pe vîrf, depinde de raportul dintre indicii de compresibilitate ai pămîntului de la vîrf pilotului și a straturilor în care acesta se află înfipt. Astfel, dacă pămîntul de sub vîrf pilotului are o compresibilitate apropiată de cea a pămîntului din jurul său, prin capătul pilotului se transmite o fracțiune mică din sarcină, adică $Q_m > Q_v$, caz întâlnit la piloții flotanți. Dacă pămîntul de sub vîrf pilotului este mai puțin compresibil, deci mai rezistent, atunci o parte mai mare din sarcină se transmite prin vîrf pilotului, iar dacă pămîntul de sub capătul pilotului este practic incompresibil (stîncă), atunci întreaga solicitare din pilot se va transmite prin vîrf.

Capacitatea portantă pe manta se datorește forțelor de frecare dintre pilot și pămînt, eforturile tangențiale transmise pămîntului în lungul pilotului, provocînd o stare de tensiuni în masivul de pămînt.

Sub capătul pilotului, pămîntul se opune lunecării laterale și zonele de lunecare formate influențează pămîntul înconjurător. Deplasarea acestor zone începe după învingerea influenței suprasarcinii datorită pămîntului de deasupra (a sarcinii geologice). La o creștere treptată a sarcinii pe pilot, la început are loc o compactare a pămîntului sub vîrf pilotului, datorită cedării pămîntului înconjurător (fig. 15.21, a), apoi sub vîrf pilotului încep să se dezvolte zonele de lunecare și ajungînd la sarcina limită, pilotul se tasează simțitor (fig. 15.21, b).

Figura 15.22 prezintă aspectul unei curbe experimentale care arată dependența dintre tasare și sarcină. Sectorul curbat a din figură corespunde poziției din figura 15.21, a, iar porțiunea următoare b poziției din figura 15.21, b.

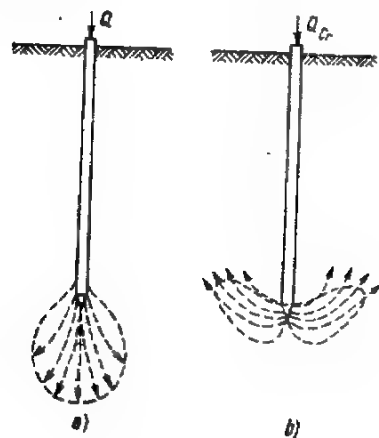


Fig. 15.21. Repartizarea tensiunilor interne sub pilot :
— pînă la încărcarea critică, b — la încărcarea critică.

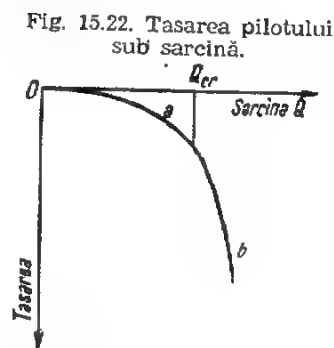


Fig. 15.22. Tasarea pilotului sub sarcină.

15.2.2. DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR

Pentru determinarea capacității portante a piloților în faza de antedimensionare a fundațiilor așezate pe piloți, literatura și prescripțiile de calcul recomandă folosirea unor relații teoretice, dar mai ales formule empirice.

Formulele teoretice se bazează pe calcule făcute pentru situația de limită a echilibrului, folosind teoria împingerii pămîntului. Ele conțin o serie de erori, printre care obținerea unei capacități portante prea mici pentru cea atribuită vîrfului pilotului, precum și alte neconcordanțe între rezultatele teoretice și valorile experimentale.

Formulele empirice acceptate, în genere și în normativele din diverse țări, reușesc să ducă la rezultate mult mai apropiate de cele reale, ceea ce le face să fie folosite aproape în toate cazurile de predimensionare, precum și pentru unele construcții definitive, cînd numărul de piloți este mic (sub 100 piloți folosiți la construcția respectivă) iar vîrf pilotului se găsește încastrat într-un teren pentru care există suficiente date experimentale asupra rezistenței terenului.

În cele mai multe cazuri, la calcularea capacității portante a piloților se poate lua în considerare capacitatea portantă la vîrf plus capacitatea portantă pe manta, cel puțin pe o parte din lungimea totală a pilotului. De exemplu, la un pilot introdus pe o adîncime de cîțiva metri într-un pămînt nisipos se poate adăuga la capacitatea de încărcare de la vîrf și cea de pe manta, luînd în considerare numai lungimea de pătrundere în pămîntul nisipos, dacă se presupune că deasupra stratului de nisip se găsesc pămînturi neconsistente.

Capacitatea portantă a piloților de rezistență care lucrează în grup nu se reduce ; în schimb, în cazul piloților flotanți, capacitatea portantă a unui pilot va fi mai mică ; pentru o grupă de n piloți, capacitatea portantă a unui pilot este :

$$Q_{grupă} < Q_{izolat}. \quad (15.2)$$

Relația (15.2) a fost verificată prin încercări. La o asemenea încercare s-au așezat piloți în grupă (fig. 15.23), lungimea lor fiind de 15 m iar diametrul de vîrf de 25 cm. Capacitatea portantă la aceleași tasări a fost : pentru un pilot încărcat izolat 192 kN, iar pentru piloții în grupă depindea de distanța dintre piloți și anume :

- pentru $e = 0,7$ m ; $Q = 120$ kN ;
- pentru $e = 1,25$ m ; $Q = 185$ kN.

Se poate afirma cu aproximație că, dacă $e \geq \frac{1}{10} l$ (unde l este lungimea pilotului) diferența dintre capacitatea portantă a piloților în grupă, față de capacitatea piloților considerați izolat, dispăre.

Din diagramele prezentate în figura 15.24 construite de B. D. Vasiliev pentru doi piloți așezați la diferite distanțe, se constată că, dacă distanța

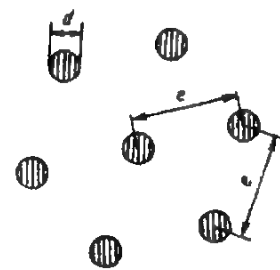


Fig. 15.23. Grupă de șapte piloți sub o fundație izolată.

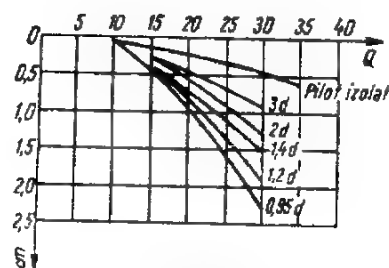


Fig. 15.24. Diagrame pentru stabilirea capacității portante a piloților în grup.

dintre piloți depășește $3d$, tasările a doi piloți se deosebesc relativ puțin față de tasările unui pilot izolat; la distanță mai mică de $3d$, creșterea tasării a doi piloți devine mare.

Cercetările conlucrării piloților și datele obținute asupra extinderii zonei de compactare și influență au permis să se tragă concluzia că, piloții pot fi considerați ca lucrând izolat când distanțele între axele lor sînt egale cu $6d$ sau mai mult. Dacă distanța dintre axe este mai mică decît $6d$, dar mai mare decît $3d$, atunci există interacțiune între piloți, însă capacitatea portantă, practic, nu scade. De aceea, se arată că cel mai rațional este ca piloții să se plaseze la distanțe între axe cuprinse între $3-6d$.

În literatura tehnică se dă un coeficient cu care înmulțind capacitatea portantă a unui pilot izolat, se obține capacitatea portantă a unui pilot din grupă:

$$\xi = 1 - \frac{1}{90} \arctg \frac{d}{e} \left(2 + \frac{m+K}{mK} \right), \quad (15.3)$$

unde:

- d — este diametrul pilotului;
- e — distanța dintre axele piloților;
- m — numărul rîndurilor de piloți;
- K — numărul piloților dintr-un rînd.

Pentru stabilirea capacității portante a piloților izolați sau în grup, necesară întocmirii proiectului de execuție a fundațiilor pe piloți, se folosesc încercările pe cale dinamică și statică ale piloților de probă introduși sau realizați pe loc la cota prescrisă.

15.2.2.1. Metoda dinamică

S-a semnalat anterior legătura ce există între refuzul pilotului bătut și capacitatea lui portantă. Trebuie menționat că formulele stabilite prin metoda dinamică pentru deducerea capacității portante a piloților sînt foarte mult întrebunțate în practică. Ele nu necesită cercetări de labora-

tor sau utilaje speciale. Cu ocazia introducerii piloților în teren, prin batere cu soneta, se măsoară pătrunderea e datorită unei lovituri a berbecului de greutate G_H căzînd pe capul pilotului de la înălțimea H (fig. 15.25).

Pentru stabilirea capacității portante, se pleacă de la transformarea energiei potențiale a berbecului de greutate G_H în lucru mecanic; lucru mecanic pe care-l dezvoltă reacțiunea terenului Q_d în timpul unei pătrunderi e a pilotului. Se poate scrie:

$$G_H H = Q_d e + E. \quad (15.4)$$

Numai o parte a energiei potențiale se transformă în lucru mecanic pentru pătrunderea pilotului în teren. Cealaltă parte se transformă în lucru mecanic al deformăției elastice a pilotului și a terenului, în căldură, trepidatii în teren etc. Toate acestea se notează cu E ; trebuie precizat că prin pătrunderea e se înțelege deplasarea verticală a pilotului. Sînt foarte multe formule stabilite pe baza celor arătate mai sus. Toate aceste formule se deosebesc între ele prin modul cum se calculează pierderea de energie E din expresia (15.4).

Formulele cele mai complete sînt acelea care, pentru stabilirea energiei pierdute țin seama atît de deformăția elastică a pilotului cît și de teoria impactului. Se dă mai jos una din formulele des întrebunțate, stabilită de Ghersevanov:

$$Q_{adm} = \frac{1}{\eta} \left[\frac{nA}{2} + \sqrt{\left(\frac{nA}{2} \right)^2 + \frac{nA}{e} G_H H \frac{G_H + e^2(q+q_1)}{G_H + q + q_1}} \right], \quad (15.5)$$

unde:

- η — este coeficient de siguranță; pentru lucrări provizorii $\eta=1,5$; pentru lucrări definitive $\eta=2,0$;
- A — suprafața secțiunii pilotului, în cm^2 ;
- e — pătrunderea medie a pilotului sub 10 lovituri, în cm ;
- G_H — greutatea berbecului, în daN ;
- q — greutatea pilotului, în daN ;
- q_1 — greutatea fetei (piesă intermediară, ce în unele cazuri se așază, ca o prelungire, pe capul pilotului), în daN ;
- H — înălțimea de cădere a berbecului, în cm ;
- e — caracteristică elastică de restabilire a șocului; se ia $e^2=0,2$;
- n — coeficient determinat experimental cu valorile:
 $n=10 \text{ daN/cm}^2$, pentru piloții din lemn, batere fără fetei;

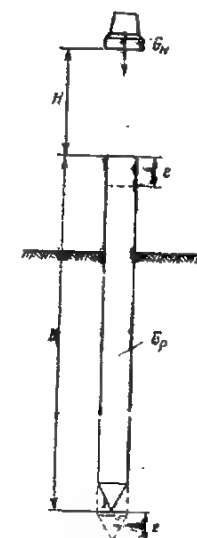


Fig. 15.25. Schemă pentru calculul capacității portante.

- $n = 8 \text{ daN/cm}^2$, pentru piloții din lemn, batere cu fetiță;
 $n = 15 \text{ daN/cm}^2$, pentru piloții din beton armat, batere cu căciulă.

Căciula se așază pe capul pilotului de beton armat pentru protejarea lui.

Rezultatele obținute pentru determinarea capacității portante prin metoda dinamică, nu coincid cu cele stabilite prin metode mai exacte, în primul rând din cauza diferenței dintre solicitările produse în teren prin căderea berbecului și cele rezultate din sarcinile statice ale construcției, care se sprijină pe piloți. Această metodă nu se recomandă a fi aplicată în cazul pământurilor argiloase.

Formulele obținute pe cale dinamică se recomandă a fi folosite în cazul pământurilor nisipoase unde pot fi folosite cu bune rezultate în condițiile următoare: se presupune că pentru un număr mic (10% din piloți) s-au stabilit pe altă cale rezultate bune referitoare la capacitatea portantă, cunoscând pentru acești piloți și capacitatea portantă obținută prin metoda dinamică, se pot trage concluzii prin comparație și în cazul celorlalți piloți, a căror capacitate portantă s-a determinat numai pe cale dinamică.

15.2.2.2. Proba de încărcare statică

Aceasta este metoda cea mai sigură pentru stabilirea capacității portante a piloților. La metoda aceasta se introduce în teren un pilot din acela care vor fi utilizați la construcția respectivă, până la adâncimea prevăzută. După aceasta, pilotul se încarcă și se observă tasările sub fiecare treaptă de încărcare. Treptele de încărcare sînt de 50—150 kN. După fiecare treaptă de încărcare se stabilește pătrunderea pilotului în teren (tasarea). La pământuri nisipoase tasarea se produce imediat după aplicarea încărcării, la pământuri argiloase însă durează timp mai îndelungat.

După STAS 4860-67 pentru fiecare treaptă de încărcare se fac citiri după cum urmează:

- la intervale de 15 minute (prima oră);
- la intervale de 30 minute (în continuare pînă la stabilizarea pătrunderii pilotului).

Trecerea de la o treaptă la alta se face după stabilizarea tasării. Se consideră atinsă faza de stabilizare cînd pătrunderea pilotului nu depășește 0,1 mm în 4 intervale de citiri consecutive.

Încărcarea se mărește pînă la atingerea sarcinii critice. Sarcina critică este cea treaptă de încărcare la care sînt îndeplinite simultan următoarele condiții:

- creșterea deformațiilor este de 5 ori mai mare decît creșterea acestora la treapta precedentă;

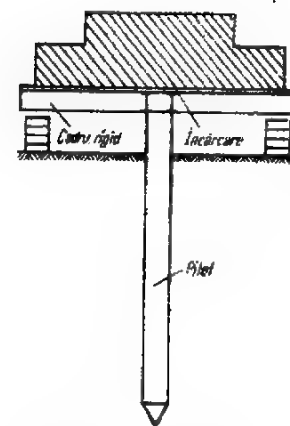


Fig. 15.26. Încărcarea piloților prin lestare.

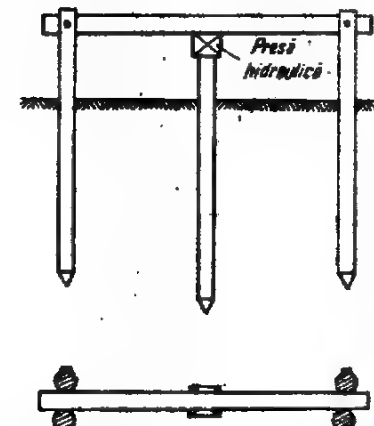


Fig. 15.27. Încercarea statică cu ajutorul presele hidraulice.

— tasarea generală este mai mare decît $\frac{1}{10}$ din diametrul (latura) pilotului.

Încercarea se poate face în două feluri:

- a) cu ajutorul unor platforme sprijinite pe capul pilotului (fig. 15.26);
- b) cu ajutorul presele hidraulice (fig. 15.27).

Platforma se face din traverse metalice dimensionate pentru greutatea totală cu care se va încărca pilotul. Platforma se sprijină pe capul pilotului, iar la margini se fac sprijiniri care intră în funcție numai în cazul cînd, din cauza încărcărilor asimetrice, platforma ar fi în pericol să-și piardă echilibrul. Platforma se încarcă cu materialul de care se dispune: cupoane de șine, cărămidă etc. Fiind vorba de greutăți mari, atît construirea platformei cît și transportul și manipularea materialului reprezintă cheltuieli mari.

O soluție mai economică este de a utiliza presele hidraulice. În cazul acesta, traversele se fixează între piloți solicitați la smulgere, iar presa hidraulică între capul pilotului și traversă (fig. 15.27). Forța cu care se încarcă pilotul se măsoară cu ajutorul manometrelor.

Cu ocazia încercării statice se stabilește în mod exact tasarea pilotului la fiecare treaptă de încărcare. Aceasta se poate face cu ajutorul nivelmentului topometric, stabilind nivelul reperului de pe capul pilotului față de un punct fix, ales în apropiere. O altă metodă este de a fixa de capul pilotului în mod articulat o pirghie, iar în dreptul celuilalt capăt se așază vertical o riglă, putîndu-se citi tasările pilotului în funcție de raportul dintre cele două brațe ale pirghiei (raportul de obicei se ia de 1:4).

Rezultatele se trec pe cele două axe ale unui sistem de coordonate: pe abscisă se pune încărcarea, în kN, iar pe ordonată tasările corespunzătoare

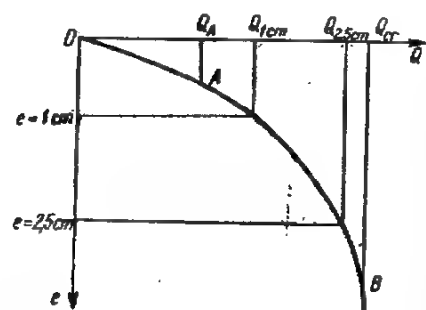


Fig. 15.28. Diagrama încărcare-deformație la încărcarea statică a pilotului.

de rupere Q_B , încărcarea la tasarea de 1 cm ($Q_{1\text{ cm}}$) și încărcarea din punctul A (Q_A) până la care variația dintre încărcare și tasare este liniară. La aceste valori se aplică coeficienți de siguranță diferiți.

Valoarea admisă a capacității portante va fi :

$$\begin{aligned} a) \quad Q_{adm} &= \frac{Q_B(Q_{cr})}{2.5}; \\ b) \quad Q_{adm} &= \frac{Q_{2.5\text{ cm}}}{2}; \\ c) \quad Q_{adm} &= \frac{Q_{1.0\text{ cm}}}{1.5}; \\ d) \quad Q_{adm} &= \frac{3}{4} Q_A. \end{aligned} \quad (15.6)$$

Încărcările statice dau rezultate bune pentru stabilirea capacității portante, sînt însă costisitoare și din cauza aceasta se aplică la un număr mic de piloți; la același profil geologic se fac încercări pe 1% din numărul total de piloți prevăzuți pentru construcția respectivă; în caz că profilul geologic variază se fac încercări mai multe.

fiecărei trepte de încercare, în mm (figura 15.28). La începutul diagramei, între punctele O—A, există o variație aproximativ liniară între încărcare și tasare.

Începînd de la punctul A tasările cresc mai pronunțat, tangenta curbei se apropie treptat de verticală. Se consideră ca o limită a capacității portante valoarea Q_B , din punctul B, unde tangenta curbei s-a apropiat mult de verticală.

Pentru stabilirea capacității portante admise a pilotului există diferite recomandări, fiecare luînd ca bază una dintre valorile : capacitatea portantă

16. FUNDAȚII PE CHESOANE.

FUNDAȚII PE COLOANE

Fundațiile pe chesoane constituie un alt procedeu special de fundare, utilizat în cazurile cînd stratele bune de fundare se găsesc la adîncime mai mare față de suprafața terenului.

Utilizarea acestui procedeu de fundare este dictată uneori și de destinația tehnologică a construcțiilor, ca în cazul puțurilor de captare, a stațiilor de pompare etc.

Constructiv, chesoanele sînt asemănătoare cu niște cutii fără fund, de formă pătrată, dreptunghiulară sau circulară, care se coboară în teren prin săpare pînă la stratul bun de fundare. După atingerea cotei de fundare, chesonul se umple cu beton, obținîndu-se în acest caz o fundație masivă, sau se betonează fundul său sub forma unui radier. Din acest punct de vedere fundațiile pe chesoane se pot considera ca făcînd parte din categoria fundațiilor directe de adîncime, sau de mare adîncime (fundațiile pe chesoane cu aer comprimat).

Dimensionarea fundațiilor pe chesoane se face în două ipoteze. În prima ipoteză dimensionarea se face la sarcinile transmise de construcție, adică din timpul exploatării, iar ipoteza a doua cuprinde calculul la sarcinile ce acționează asupra acestor elemente de fundație în timpul execuției. În această ipoteză, solicitările de bază sînt date de împingerea pămîntului și presiunea apei, iar la chesoanele cu aer comprimat intervine și presiunea aerului.

În practică se folosesc două tipuri de chesoane : chesoane-deschise (puțuri) și chesoane cu aer comprimat.

16.1. FUNDAȚII PE CHESOANE DESCHISE (PUȚURI)

16.1.1. CLASIFICAREA CHESOANELOR DESCHISE

Chesoanele deschise se deosebesc prin forma lor constructivă, materialul din care sînt realizate și metoda de coborîre.

După forma lor constructivă se disting :

- chesoane deschise masive coborîte de pe un loc uscat (fig. 16.1) uneori de pe o insulă construită artificial ;
- chesoane cu goluri coborîte cu ajutorul unei macarale (fig. 16.2).

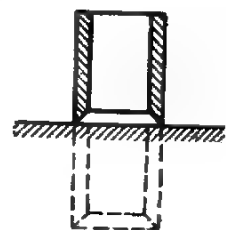


Fig. 16.1. Cheson masiv.

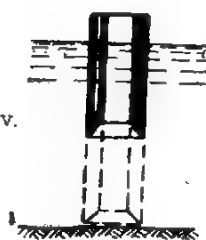


Fig. 16.2. Cheson cu goluri.

După materialul din care se execută :

- chesoane deschise din zidărie ;
- chesoane deschise din beton și beton armat.

Chesoanele din zidărie se confecționează din cărămizi de calitate bună și mortar de ciment. Zidăria trebuie bine ancorată în cuțit și în general este bine ca ea să fie armată longitudinal, pentru ca să nu apară fisuri, în caz că întregul cheson ar rămâne suspendat în timpul coboririi prin efectul frecării laterale.

Chesoanele de zidărie și beton au avantajul că sînt grele, avînd grosimi mai mari de perete, ceea ce face ca pătrunderea în teren să fie mai ușoară. În schimb, chesoanele din beton armat sînt mai sigure, se lucrează mai ușor și se pot executa avînd forma impusă de construcție.

După metoda de coborîre sînt :

- chesoane a căror coborîre se face cu evacuarea apelor, prin săpătură executată la uscat ;
- chesoane cu coborîre fără evacuarea apelor, prin săpătură executată sub nivelul apei.

16.1.2. ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ A CHESOANELOR DESCHISE

Forma în plan a chesonului este dictată de partea inferioară a construcției, care se fundează pe el. Se recomandă ca forma în plan să fie simetrică, pentru asigurarea unei coborîri corecte. Chesoanele se pot executa sub forma unui singur cheson sub toată construcția, sau din mai multe chesoane circulare așezate sub punctele mai importante ale construcției (fig. 16.3).

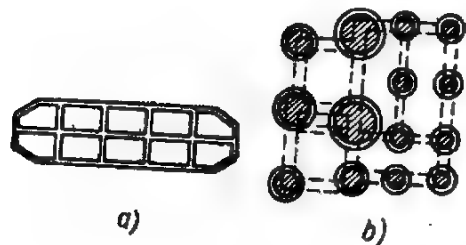
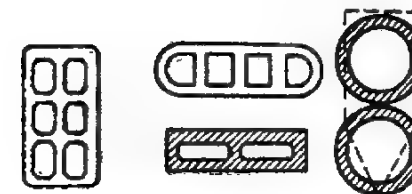


Fig. 16.3. Fundații pe chesoane deschise ;
a — cheson de forma construcției; b — fundație pe chesoane izolate.

Fig. 16.4. Diferite forme în plan a chesoanelor.



Pentru reducerea solicitărilor, la chesoanele dreptunghiulare mari se prevăd pereți transversali, care însă îngreunează coborîrea lor. În figura 16.4, se dau diferite forme în plan pentru chesoanele deschise.

În secțiune verticală, forma și dimensiunile chesonului deschis sînt impuse de dimensiunile construcției, natura terenului și condițiile locale de coborîre a chesonului.

Chesonul deschis are următoarele elemente principale :

- pereți laterali ;
- cuțit ;
- pereți interiori (dacă este cazul).

În funcție de condițiile de coborîre sau exploatare mai apar următoarele elemente :

- tuburi de spălare ;
- șanțuri în pereți ;
- fundul chesonului.

Pereții laterali trebuie realizați în așa fel încît să ușureze coborîrea lui și să asigure o confecționare cît mai ușoară. În figura 16.5 sînt indicate formele pe care le pot avea pereții chesonului.

Pereții verticali se execută mai ușor și asigură o ghidare mai bună, în schimb dau naștere unei frecări laterale mari în timpul coborîrii. Pereții executați cu fața exterioară înclinată sau în trepte elimină neajunsul semnalat în cazul pereților verticali, însă complică execuția.

Cînd retragerea se face în trepte (minim 12,5 cm) spațiul gol dintre perete și teren se umple treptat cu o suspensie de argilă, astfel reducîndu-se rezistența de frecare în timpul lansării. Se recomandă ca la partea inferioară să se așeze un dop de argilă cu pietriș ca să oprească scurgerea suspensiei în spațiul de lucru din jurul cuțitelor.

Pentru reducerea consumului de material se pot executa trepte sau înclinări în interior, însă se complică lucrările de cofraje.

În practică, la chesoanele din beton simplu se obțin grosimi de 0,4—1,2 m, iar la cele din beton armat 0,2—1,0 m.

Cuțitul chesonului se montează la partea inferioară a peretelui chesonului ; prin forma sa constructivă trebuie să asigure o pătrundere cît mai ușoară în teren. Unghiul de înclinare și forma cuțitului depind de

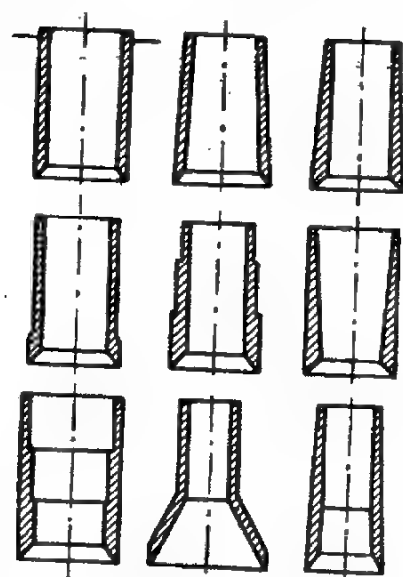


Fig. 16.5. Secțiuni verticale prin diferite chesoane.

natura stratelor care trebuie străpunse. Fiind expus deteriorării în timpul coboririi, cuțitul este special armat și protejat de o piesă metalică.

În figura 16.6 sînt date diferite soluții pentru cuțite.

Pereții interiori pot fi transversali sau longitudinali; pereții transversali se execută pentru a da chesonului o rigiditate mai mare. La chesoane lungi se pot executa și pereți longitudinali.

Tuburile de spălare sînt conducte care se betonează în pereții chesonului, sau se așază pe peretele exterior, în cazul cînd există pericolul de înțepnire, din cauza frecării laterale; se introduce apa sub presiune atît între pereți și teren cît și în dreptul cuțitului.

Șanțurile în pereții chesonului se prevăd atunci cînd la o anumită adîncime chesonul deschis va trebui transformat într-un cheson cu aer comprimat, prin executarea unui planșeu care se încastrează în aceste șanțuri, sau cînd din condiții de exploatare trebuie să i se execute fund.

Fundul chesonului se realizează în funcție de importanța și destinația lui. La chesoanele care se folosesc numai ca fundații, în momentul cînd s-a ajuns la cotă, prin săpături cu epuizmente se nivelează fundul săpăturii și se toarnă un dop de beton după care urmează umplerea cu beton a chesonului.

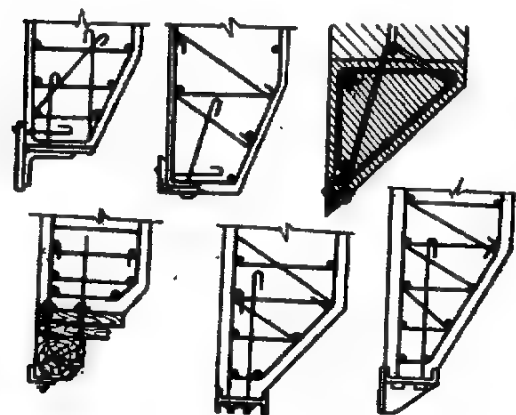


Fig. 16.6. Diferite soluții constructive pentru cuțitul chesonului.

16.1.3. EXECUȚIA FUNDAȚILOR PE CHESOANE DESCHISE

Fazele de execuție a fundațiilor pe chesoane deschise sînt următoarele :

- confecționarea chesoanelor deschise ;
- coborîrea chesoanelor la cota de proiect ;
- umplerea chesoanelor în cazul în care interiorul lui nu este destinat exploatarei.

Confecționarea chesonului deschis se face, în general, pe amplasamentul său definitiv, în groapa săpată pînă aproape de nivelul apelor subterane.

Cînd chesonul se lansează într-un loc unde nivelul apei se găsește deasupra nivelului terenului, execuția are loc fie pe o insulă artificială special amenajată, a cărei platformă se găsește cu 20—30 cm deasupra nivelului apelor (fig. 16.7, a, b), fie că se execută pe un eșafodaj pe piloți sau vase de pe care pe urmă se coboară (fig. 16.7, c, d). Insula artificială se folosește cînd adîncimea apei nu depășește 5—7 m ; la adîncimi mai mici de 1,5 m și viteza apei sub 0,5 m/s insula se face fără îngrădire de palplanșe. De la cheson pînă la marginea insulei distanța va fi cel puțin de 3,0 m iar la insule îngrădite cu palplanșe cel puțin 1,6 m [20].

Execuția chesonului se face dintr-un tronson cînd înălțimea sa nu depășește 10 m sau pe tronsoane de 3—4 m, pentru înălțimi mai mari.

La chesoanele din beton armat, execuția începe cu așezarea cuțitului și a armăturii primului tronson. Dacă este cazul, se așază și conductele pentru apă sub presiune. Tronsonul următor se execută cînd deasupra terenului a mai rămas 1,0 m din tronsonul precedent. Succesiunea lucrărilor este arătată în figura 16.8.

Armarea chesonului se face cu armătură de rezistență orizontală pentru preluarea efortului de întindere din încovoiere datorită solicitărilor din

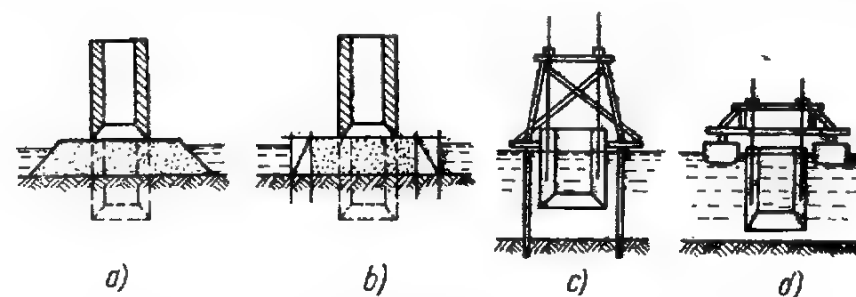


Fig. 16.7. Sisteme de lansare ale chesonului :

- a — cheson pe insulă; b — cheson în batardou; c — cheson de eșafodaj instalat pe piloți; d — cheson pe eșafodaj instalat pe vase plutitoare.

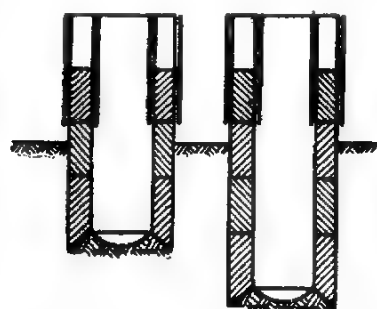


Fig. 16.8. Construcția chesonului.

timpul lansării (împingerea pământului și presiunea apei) și armătură verticală, dimensională la întindere din ipoteza că ar rămâne chesonul suspendat.

Coborîrea chesonului deschis se face prin excavarea pământului din interiorul său, începînd de la cuțit. Săparea pământului din interiorul chesonului se poate face manual, mecanic sau hidromecanic. Cînd se lucrează manual, schema de lucru este cea din figura 16.9, pompa avînd rolul de a menține uscat frontul de săpătură.

Dacă chesonul se înclină, readucerea sa în poziție verticală se face săpîndu-se sub cuțit în partea opusă înclinării. Dacă se întîmpină greutăți la coborîre din cauza frecării laterale, nu se recomandă a se săpa mult sub cuțit, aceasta ducînd la prăbușire. Se recomandă supraîncărcarea chesonului prin executarea tronsonului următor, injecții cu apă sau umplerea spațiului dintre peretele săpăturii și cheson cu material tixotrop (noroi bentonitic) care duce la scăderea coeficientului de frecare dintre cheson și teren.

Cînd volumul de săpătură este mare se recomandă săpătura cu mijloace mecanice sau hidromecanice. În figura 16.10 este reprezentată schematic săparea în cheson deschis cu greiferul.

Săparea hidromecanică a pământului din cheson este cea mai avantajoasă. În interiorul chesonului se pompează apă, care înmoaie pământul; noroiul astfel creat pe fundul chesonului este ridicat la suprafața pământului prin acțiunea unui airlift (fig. 16.11).

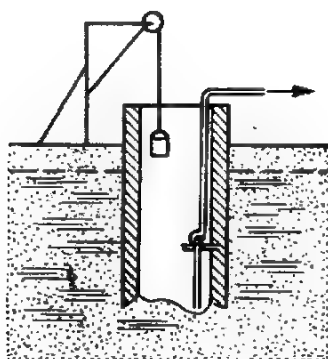


Fig. 16.9. Săpături cu epuismențe în cheson.

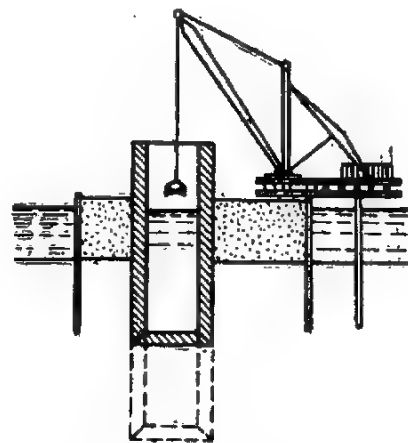


Fig. 16.10. Săpare mecanizată în cheson.

În tot timpul evacuării pământului, apa din cheson se menține la nivelul apei din exterior, pentru a evita fenomene de afuiere a fundului săpăturii.

În cazul cînd forțele de frecare pe pereții laterali devin foarte mari și mijloacele obișnuite nu ajută pentru învingerea acestor forțe, chesonul deschis se transformă într-un cheson cu aer comprimat. Aceeași soluție se aplică și în cazul cînd nu se poate corecta înclinarea chesonului.

După ce s-a ajuns la cota din proiect, chesonul se umple cu beton simplu.

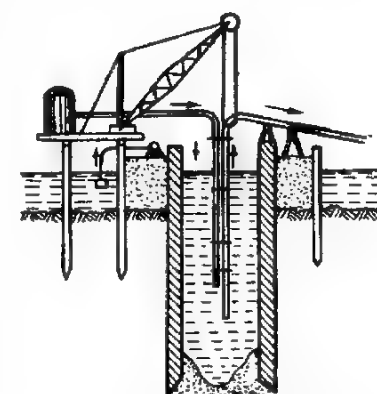


Fig. 16.11. Săpare hidromecanică în cheson.

16.2. CHESOANE CU AER COMPRIMAT

16.2.1. NOȚIUNI GENERALE

Dacă terenul bun de fundație se găsește la adîncime mare față de nivelul apei subterane, sau dacă pământul prin care trece chesonul este foarte permeabil, apa nu se va putea evacua prin pompare din incinta chesonului. De aceea, s-a imaginat o altă metodă, la care apa în loc să fie evacuată prin pompare din cheson este împinsă afară prin realizarea în interiorul chesonului a unei presiuni de aer ceva mai mare decît presiunea apei la adîncimea respectivă. Acest lucru se realizează prin executarea unui planșeu din beton armat la o înălțime de 2,00—2,20 m și prin introducerea aerului comprimat în camera astfel creată, dînd posibilitate executării săpăturii în uscat. Execuția săpăturii în acest fel permite îndepărtarea obstacolelor de sub cuțit și dă posibilitatea controlării și analizării terenului de fundație.

Adîncimea maximă la care s-a ajuns prin procedeul aerului comprimat a fost de cca 35 m sub nivelul apei, corespunzînd unei presiuni de 3,5 at. Presiunea se limitează în jurul acestei valori, deoarece organismul omenesc nu suportă lucrul la presiuni mai mari.

După ce s-a ajuns la cota din proiect, camera de lucru și restul chesonului se umple cu beton.

Chesonul cu aer comprimat oferă posibilitatea construirii fundațiilor de mare adîncime în orice teren și în prezența oricăror obstacole, permite să se analizeze terenul de fundație și asigură posibilitatea nivelării cu

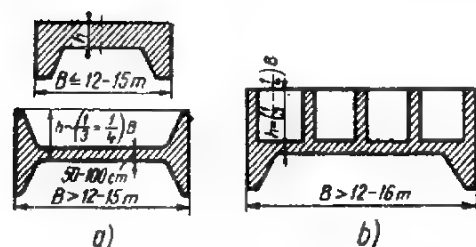


Fig. 16.12. Diferite tipuri de cheson:
a — cheson masiv; b — cheson cu goluri.

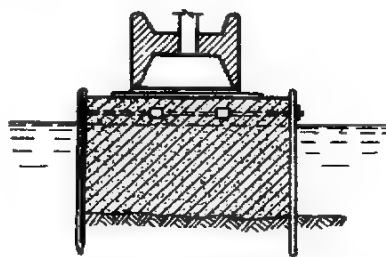


Fig. 16.13. Lansarea chesonului de pe insulă.

grijă și prelucrării suprafeței pământului pe care urmează să se așeze fundația.

Ca dezavantaje ale chesonului cu aer comprimat se numără costul ridicat, datorat cheltuielilor suplimentare provocate de construcția și exploatarea instalației de aer comprimat, volumul mare de construcții masive necesare coboririi și eventual inutil față de sarcina pentru care este destinată fundația, precum și influența nefavorabilă a aerului comprimat asupra organismului omenesc.

După materialul din care este realizată camera chesonului se disting:

- chesoane din beton armat;
- chesoane metalice.

În funcție de soluția constructivă se deosebesc:

- chesoane masive (fig. 16.12, a);
- chesoane cu goluri în tavan (fig. 16.12, b).

După metoda de execuție și coborire se deosebesc:

- chesoane coborite de pe suprafața terenului — pe mal sau pe o insulă artificială — (fig. 16.13);

- chesoane plutitoare, lansate la apă în stare de plutire sau de pe schele plutitoare (fig. 16.14).

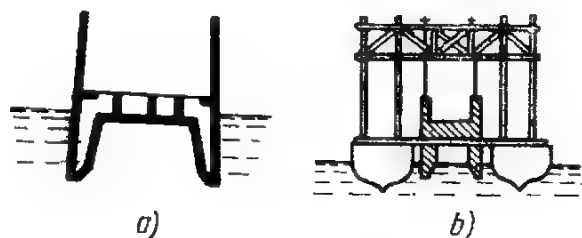


Fig. 16.14. Lansarea chesoanelor plutitoare:
a — lansarea prin plutire; b — lansarea de pe schele plutitoare.

16.2.2. ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ

Forma în plan a chesonului corespunde cu forma construcției la care servește drept fundație.

Chesonul cu aer comprimat se compune din următoarele elemente:

- camera de lucru (chesonul propriu-zis) este încăperea în care se execută excavația;
- zidăria de deasupra camerei de lucru;
- cămășuiala zidăriei, care în unele cazuri este o izolație hidrofugă, iar în alte cazuri o protecție a zidăriei proaspete pentru a nu fi degradată de forțele de frecare din timpul coboririi;
- tubul de legătură dintre camera de lucru și campană;
- campana este partea amplasată deasupra terenului care cuprinde instalația de ecluzare, permițând trecerea de la presiunea atmosferică normală din exterior la presiunea din interiorul camerei de lucru și invers;
- stația de compresoare și conductele, care alimentează instalația cu aer comprimat.

În figura 16.15 este reprezentat un cheson cu aer comprimat. Chesoanele pot fi executate din beton armat sau din metal.

Cele metalice sînt utilizate rar, din cauza consumului mare de oțel (cca 200 daN/m^2) însă sînt recuperabile.

Camera de lucru este spațiul în care se menține tot timpul o presiune a aerului comprimat cel puțin egală cu presiunea hidrostatică a apei din afara chesonului, pentru ca să se poată executa săpătura în uscat.

Zidăria de deasupra chesonului se face pentru a mări greutatea chesonului asigurînd avansarea lui în pămînt și pentru a sprijini malurile săpăturii rămase în urma chesonului.

Cămășuiala servește pentru executarea zidăriei în uscat (tot timpul găsindu-se deasupra nivelului apelor cu minim $0,50\text{ m}$) și pentru sprijinirea malurilor săpăturii înaintea executării zidăriei.

Tubul de legătură este metalic, cu diametrul interior de minim $0,7\text{ m}$, însă în mod frecvent de $1,0\text{ m}$, alcătuit din tronsoane de $1,5-3,0\text{ m}$; montarea lor se face la partea superioară pe măsura coboririi chesonului.

Sasul, campana sau ecluza (fig. 16.16) este partea chesonului care servește pentru tranzitul de persoane și de material.

Introducerea lucrătorilor se face în modul următor: presupunînd că în compartimentul B al campanei aerul se găsește la presiunea necesară pentru a menține

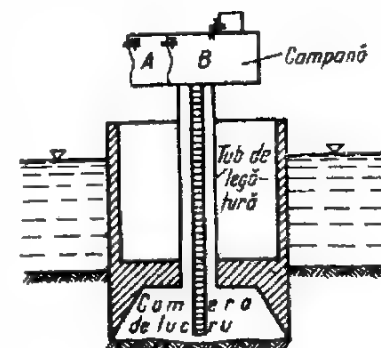


Fig. 16.15. Cheson cu aer comprimat.

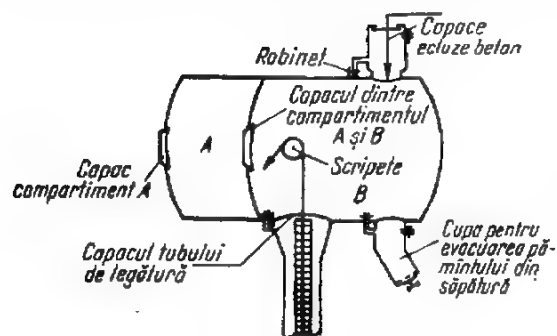


Fig. 16.16. Campana.

se egalează treptat presiunea din A cu cea din B, fiind posibilă deschiderea capacului dintre cele două compartimente.

Lucătorii intră în compartimentul B, iar prin capacul tubului de legătură și scara de acces intră în camera de lucru.

Ieșirea lucrătorilor din camera de lucru se face egalind presiunea dintre compartimentul B și A. Se deschide capacul dintre cele două compartimente și lucrătorii trec în compartimentul A unde presiunea scade treptat până ajunge la valoarea presiunii atmosferice.

Pământul săpat se evacuează prin pipa care face legătura dintre compartimentul B și exterior. Pipa este prevăzută cu două capace legate printr-un dispozitiv care nu permite deschiderea lor simultană.

Betonul se introduce printr-o ecluză situată la partea superioară a campane. Introducerea betonului se face după principiul descris la ecluzarea persoanelor.

16.2.3. EXECUTAREA LUCRĂRILOR DE CHESOANE CU AER COMPRIMAT

Execuția unei fundații pe cheson cu aer comprimat cuprinde următoarele etape:

- confecționarea chesonului;
- lansarea chesonului, adică așezarea chesonului pe fundul apei;
- coborîrea chesonului la cota de proiect;
- betonarea în interiorul chesonului.

Confecționarea chesonului cu aer comprimat este asemănătoare cu confecționarea chesonului deschis.

Lansarea chesonului se poate face de pe insulă, de pe schelă sau prin plutire. Lansarea chesonului de pe insulă artificială se aplică în cazul când adâncimea apei este mică. Dimensiunile insulei sunt dictate de cele ale chesonului, lăsându-se bineînțeles un spațiu de circulație.

Lansarea chesonului de pe schelă (fig. 16.17) se folosește când adâncimea apei nu permite construirea unei insule. În acest scop se construiește

în cheson nivelul apei la înălțimea cuțitelor, capacul și robinetul dintre compartimentul A și B se închid și se deschide robinetul dintre camera A și exterior. După ce presiunea s-a egalat se deschide capacul compartimentului A prin care intră muncitorii.

Se închide apoi capacul și robinetul compartimentului A, se deschide robinetul dintre compartimentul A și B, fiind posibilă deschiderea

o schelă pe piloți pe care se montează o platformă unde se toarnă chesonul. În betonul pereților se prevăd de la turnare o serie de mustăți verticale care servesc la suspendarea lui pe schelă. După decofrare chesonul este atârnat de aceste mustăți iar coborîrea se realizează cu ajutorul unor dispozitive speciale.

Chesonul se menține suspendat până când coborîrea în pământ ajunge la 1,50 m, asigurându-se în acest fel încăstrarea și ghidarea sa. Lansarea de pe schelă are avantajul că asigură chesonului o ghidare verticală însă are dezavantajul că necesită dispozitive de suspendare și lansare care ridică costul lucrărilor.

Coborîrea chesonului se realizează prin săparea pământului în camera de lucru, întâi de-a lungul pereților pe o adâncime de o cazma când pământul este rezistent; la pământuri moi, săpătura nu se duce până la cuțit.

Coborîrea chesonului este o operație grea, putînd surveni o mulțime de neajunsuri, dintre care principalele sînt înțepenirea chesonului din cauza frecării laterale și devierea lui de la verticală. Primul inconvenient se înlătură, cel mai ușor, prin realizarea șocului de aer. În acest scop muncitorii sînt evacuați și apoi se scade brusc presiunea aerului, micșorîndu-se în acest fel rezistența la înaintare. Cînd chesonul s-a mișcat, se ridică din nou presiunea în camera de lucru și se reîncepe săpătura.

Executarea săpăturii în cheson se poate face manual sau hidromecanic. Săpătura hidromecanică se pretează la pământurile puțin coezive. Cu ajutorul hidromonitoarelor pământul este dislocat și dus de curentul de apă prin șanțuri longitudinale la un puț așezat cu 30—50 cm sub nivelul cuțitului, din care se face evacuarea cu un hidroelevator.

Săpătura și transportul hidromecanizat asigură reducerea forțelor de muncă, fiind necesari muncitori numai pentru reglarea și manevrarea hidromonitoarelor și vitează de coborîre mare (2—4 m/zi).

Paralel cu înaintarea chesonului se execută și zidăria. Tronsoanele de zidărie trebuie să aibe o înălțime suficient de mare, pentru ca intreruperile lucrului în cheson în vederea aplicării șocului de aer să fie cît mai rare.

După ce chesonul a ajuns la cota definitivă se procedează la betonarea interiorului camerei de lucru sub aer comprimat. Această operație trebuie făcută cu grijă pentru a nu rămîne gol între beton și tavanul camerei de lucru.

O metodă practică și cu productivitate înaltă de betonare a interiorului chesonului este transportul betonului cu pompe, deoarece se evită ecluzarea și dezecheluzarea fiecărui transport de beton.

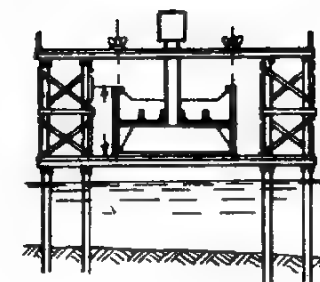


Fig. 16.17. Lansarea chesonului de pe schelă.

16.2.4. PROTECȚIA MUNCHI ÎN CHESON

Condițiile de lucru în cheson sînt cu atît mai grele cu cît presiunea aerului este mai mare. La presiuni care depășesc valoarea de 1 atm se impun condiții speciale pentru alegerea oamenilor, pentru fixarea timpilor de lucru, de ecluzare și dezechuzare. Nerespectarea lor poate duce la accidente grave și chiar mortale. Organismul suportă cel mai greu trecerea de la o presiune ridicată înapoi la presiunea atmosferică. Dacă nu se respectă timpii de dezechuzare, personalul care iese din cheson prezintă simptome grave, dureri mari la încheieturi și paralizii parțiale. În aceste cazuri bolnavul trebuie introdus imediat într-un spațiu închis cu presiune ridicată, de unde este din nou dezechuzat într-un ritm mai lent. Pe toate șantierele unde se execută lucrări cu aer comprimat trebuie să existe așa numite ecluze de bolnavi care să fie în stare de funcțiune în orice moment.

În tabela 16.1. se dau timpii de ecluzare și dezechuzare precum și numărul de ore de lucru în cheson în funcție de presiunea aerului.

Tabela 16.1

Timpul de ecluzare și regimul de muncă în cheson.

Presiunea aerului, atm	Timp			Numărul de schimburi în decurs de 24 ore	Durata minimă a intervalului între două schimburi, în ore
	Ecluzare, min	Dezechuzare, min	Numărul de ore lucrat în cheson în decurs de 24 ore		
1	5	5	7	2	4
2	8	30	6	2	6
3	10	40	5	2	8
3,5	11	50	4	2	—
4	12	60	2	1	—

Aerul comprimat este furnizat de o uzină așezată la o anumită distanță. Uzina trebuie să fie prevăzută cu instalații de rezervă, în cazul cînd o parte din mașini s-ar defecta, precum și rezervoare de aer comprimat care să poată intra în acțiune în momentul unei defecțiuni mai grave.

Întreaga rețea de aer comprimat trebuie să fie controlată permanent, deoarece o scăpare de aer poate cauza accidentarea mortală a întregului personal din cheson. În momentul în care scade presiunea aerului apa pătrunde cu putere în cheson și poate ineca muncitorii.

De multe ori se poate întîmpla să fugă pămîntul de sub cuțit dînd posibilitatea aerului să iasă din cheson. Locurile prin care iese aerul trebuie astupate imediat pentru a nu produce o scădere bruscă a presiunii.

Scăderea presiunii se manifestă prin formarea de ceață care atunci cînd este observată trebuie să fie urmată imediat de părăsirea camerei de lucru.

16.3. FUNDAȚII PE COLOANE

Pe măsura extinderii aplicării vibrațiilor la lucrări de fundații și îndeosebi la înfigerea piloților s-a trecut la procedeul de fundare pe coloane, introduse în teren prin vibrare.

Coloanele sînt elemente de fundație de mare adîncime utilizate la realizarea infrastructurii podurilor etc. O fundație pe coloane se caracterizează prin următoarele particularități :

- utilizarea ca element constructiv principal a unor tuburi din beton armat cu pereți subțiri, confecționate din tronsoane independente de dimensiuni convenabile pentru transport și manipulare, prevăzute cu flanșe pentru îmbinarea lor pe măsura introducerii în pămînt ;

- utilizarea metodei vibrării pentru introducerea coloanelor în terenuri nestîncioase ;

- utilizarea forajului pentru încăstrarea coloanelor în terenuri stîncioase ;

- un grad ridicat de utilizare a proprietăților mecanice ale materialului din fundație ;

- posibilitatea efectuării tuturor lucrărilor de la suprafață.

După specificul conlucrării cu pămîntul, după tehnologia de execuție și utilaje folosite, fundațiile pe coloane se împart în trei categorii :

- fundații pe piloți-coloane alcătuite din piloți prefabricați centrifugați cu diametre de 0,4 ; 0,6 ; 1,00 m și grosimi ale pereților lor de 10 respectiv 12 cm, asamblați din tronsoane de 8—10 m lungime ;

- fundații pe coloane propriu-zise alcătuite din coloane cu diametrul de 1,6 ; 2,0 ; 2,5 m și grosimea pereților 12 cm, asamblate din tronsoane de 6—10 m ; la fundațiile încăstrate în stîncă se utilizează întotdeauna coloane din această categorie ;

- fundații pe puțuri — coloane alcătuite din coloane cu diametre de 3,0 ; 4,0 ; 5,0 m și pereți de 14 cm grosime, asamblate din tronsoane de 6—8 m.

Problema de bază la coloane este stabilirea capacității portante. Aprecierea capacității portante a coloanelor introduse prin vibrare se face, în general, pe baza unor rezultate experimentale.

La baza fenomenului de introducere a coloanelor prin vibrare stă reducerea forțelor de frecare între pămînt și coloană, ceea ce permite scufundarea. Pentru reducerea acestei frecări, în cazul pămînturilor mai rezistente se folosește, uneori, evacuarea pămîntului din interiorul coloanei, precum și spălarea pe periferie cu jet de apă.

Introducerea coloanelor cu diametrul pînă la 1,6 m se face atît în poziție verticală, cît și înclinată pînă la o pantă de 6 : 1 ; coloanele cu diametrul mai mare de 1,6 m se înfig numai vertical.

Tehnologia lucrărilor de introducere prin vibrație cuprinde următoarele operații :

- confecționarea ghidajelor pentru menținerea în poziție cerută de proiect și instalarea acestora ;
- așezarea coloanelor în poziția de lucru ;
- fixarea vibratorului la partea superioară a coloanei ;
- înfigerea coloanei la cota proiectată sau pe toată lungimea tronsonului respectiv ;
- demontarea vibratorului, montarea tronsonului următor (dacă este cazul) remontarea vibratorului și reluarea înfigerii.

Ori de câte ori înfigerea se îngreunează, mai ales la coloane de diametru mare, se scoate pământul din coloană.

Utilajele folosite la înfigerea coloanelor sînt următoarele :

- vibratorul, care se alege în funcție de dimensiunile coloanei și de natura pământului ; forța perturbatoare a vibratorului în general trebuie să depășească de 1,5—2,0 ori greutatea maximă a ansamblului coloană-vibrator. Pentru pământurile nisipoase se indică vibratoarele cu turația excentricilor mai ridicată, iar pentru argile — cele cu turația mai scăzută dar cu momentul excentricilor mai mare ;
- pompe de apă de presiune mare, pentru alimentarea cu apă în cazul cînd în coloană se lucrează cu airlift ;
- compresor de aer ;
- instalație de ghidare sub formă de luminări sau carcase cu dispozitive special amenajate ;
- utilaje de evacuare a pământului din coloană (greifăre, elevator hidraulic sau lingură hidraulică) ;
- macarale de manevră a vibratorului și coloanelor.

Introducerea coloanelor în pământ prin vibrație s-a dovedit a fi o metodă de înaltă productivitate care permite :

- introducerea coloanelor a căror greutate depășește de zeci de ori greutatea vibratorului ;
- asigurarea integrității coloanelor din beton armat în timpul înfigerii ;
- realizarea unor fundații raționale cu folosirea la maximum a proprietăților fizico-mecanice ale betonului și terenului de fundație ;
- introducerea în pământ a coloanelor cu diametru mare pînă la adîncimi care pot ajunge pînă la 40 m.

În cazul în care se impune introducerea la o adîncime ce depășește 40 m, se folosesc coloanele telescopice, al căror diametru se micșorează pe măsura creșterii adîncimii.

17. CONSOLIDAREA ȘI RECONSTRUCȚIA FUNDAȚILOR

Necesitatea consolidării sau reconstruirii fundațiilor apare din cauza rezistenței insuficiente a materialului din care este executată fundația, în urma unor lucrări executate necorespunzător, ca urmare a tasărilor diferențiate care provoacă fisuri, precum și în cazul creșterii sarcinilor transmise de construcție. Rostuirea necorespunzătoare, înghețul, defectele de betonare reduc rezistența materialului din care este alcătuită fundația. Distrugerea este accentuată în cazul apelor agresive și, de asemenea, de ciclurile de îngheț-dezghet, într-un mediu umed.

Apa poate pătrunde în fundație prin umpluturi executate defectuos pe perimetrul clădirii, prin scăpări de apă din conducta de alimentare cu apă și canalizare, din drenuri necorespunzătoare sau din lipsa acestora. Umezirea se accentuează la izolații hidrofuge de proastă calitate sau deteriorate.

Pentru alegerea metodei de consolidare a fundației trebuie să se execute cercetări privind construcția existentă. Cînd construcția este avariată trebuie să se determine cauzele avariei și metodele cele mai raționale de îndepărtarea ei.

În cazul existenței unor fisuri, acestea trebuie ținute sub observație pentru a vedea dacă deformațiile continuă ori s-au amortizat. Se pun repere de ipsos perpendiculari pe fisuri și dacă crapă înseamnă că deformația continuă.

Cercetarea fundațiilor clădirii se face cu ajutorul unor șanțuri a căror poziție și mărime depind de configurația obiectului în plan, de condițiile locale ale pământului și de scopul cercetării. Adîncimea lor este cu 0,5 m sub adîncimea la care se află talpa fundației.

Dacă clădirea este avariată se execută șanțuri în zona avariată și șanțuri de comparație în zona neavariată. În figura 17.1 este reprezentat modul în care se execută un șanț.

Lovind fundația dezvelită cu un ciocan, fundația rezistentă dă un sunet curat de ton înalt, iar găurirea cu un burghiu arată rezistența materialului. Rezultate mai precise se obțin încercînd în laborator probe luate din fundație.

După încheierea cercetărilor, șanțurile trebuie umplute cu grije, compactate și supra-

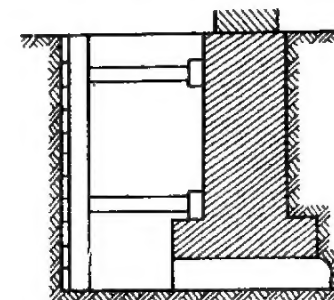


Fig. 17.1. Dezvelire de fundație.

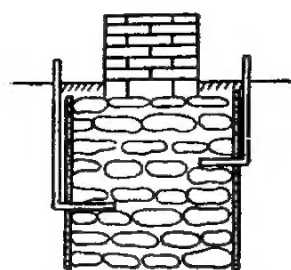


Fig. 17.2. Consolidare prin injectare cu mortar.

fața nivelată. În timpul săpăturii se vor lua măsuri ca apa să nu intre în șanț.

În urma rezultatelor obținute pe baza cercetărilor efectuate, se studiază mai multe variante pentru consolidarea fundației, adoptându-se soluția cea mai bună din punct de vedere tehnico-economic.

La fundații executate din zidărie de piatră consolidarea se face prin închiderea golurilor prin cimentare. În acest scop, se fac șanțuri lângă fundație, se forează găuri în fundație, în care se introduc tuburi îndoite (fig. 17.2), cu diametrul de 25 mm. Pe suprafața zidăriei se închide golul

în care s-a introdus tubul cu mortar de ciment. Se umple șanțurile cu pământ bine îndesat și succesiv se introduce în fiecare tub mortar de ciment sub presiune.

O metodă de consolidare des folosită este executarea de piloți care să preia sarcina construcției și să transmită la un pământ bun de fundație. Piloții se pun în ambele părți ale fundației (fig. 17.3). Piloții se execută foraj pentru a evita vibrațiile ce se produc la piloții bătuți și care ar duce la degradări și mărirea tasării. Lungimea piloților se determină în funcție de cota la care se găsește terenul rezistent; dacă el se găsește la adâncime mare se pot folosi și piloți flotanți.

Numărul piloților se determină prin calcul, așezându-se în rânduri paralele de ambele părți ale fundației. Sarcinile fundației vechi se transmit piloților prin traverse metalice așezate transversal și încastrate în fundație. Traversele reazemă direct pe piloți sau pe o grindă de beton armat

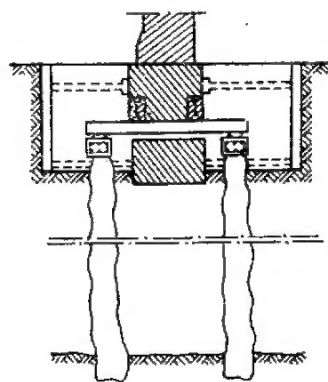


Fig. 17.3. Consolidare cu ajutorul piloților.

ce leagă capetele superioare ale piloților și care servește și la uniformizarea tasărilor.

Dacă distanța dintre grinzile transversale este mare și rezistența materialului din fundație nu este suficientă se vor pune grinzi marginale așezate în șanțuri longitudinale făcute în fundație. Pentru a evita tasări mari după transmiterea sarcinilor la piloți, aceștia se comprimă anticipat cu prese hidraulice. Presele se pun pe capul piloților sau pe grinzi și se reazemă în grinzile transversale.

Cind tasarea prin precomprimare s-a amortizat, se împănăază cu pene din oțel spațiul între grinda transversală și pilot și pe urmă se scot presele.

La stâlpi, piloții se introduc în grup, transmiterea sarcinii realizându-se cu perechi de grinzi între care este strâns stâlpul sau fundația veche. În cazul cînd fundația stîlpului s-a descărcat pe piloți, numărul acestora se poate mări (fig. 17.4). Pe o porțiune în jurul stîlpilor se execută o cămășuială din beton armat care formează talpa de legătură cu piloții executați ulterior.

Fundațiile pot fi, de asemenea, consolidate prin mărirea tălpii. Necesitatea lărgirii fundației apare în urma creșterii sarcinii din construcție (creșterea sarcinilor utile, supraetajare).

Se disting două metode de mărirea a suprafeței tălpii fundației :

— prin construirea unor elemente secundare noi, lateral fundațiilor, fără adîncirea tălpii ;

— prin subzidire, introducîndu-se o placă de beton armat sub talpa fundației, existente, cu o ușoară adîncire a acesteia.

Mărind lățimea fundației (fig. 17.5) scade presiunea sub talpă, însă dezavantajul metodei constă în faptul că modulul de compresibilitate sub fundația veche deja consolidată este mai mare ca cel de sub părțile executate ulterior. Calitățile pămîntului de sub părțile laterale se pot îmbunătăți prin batre (nu dă rezultate prea bune) sau prin precomprimarea executată cu ajutorul unor prese hidraulice. În acest caz zidăria nu se execută pînă sub grinzile transversale, ci se lasă un loc pentru prese cu care se face precomprimarea pe sectoare pe ambele părți ale fundației în același timp.

La lățirea fundației prin introducerea unei plăci din beton armat lucrările se execută pe sectoare de 1—2 m lungime. Pămîntul de sub

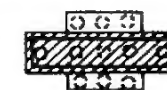
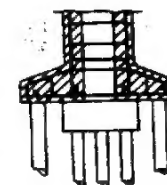


Fig. 17.4. Consolidarea unei fundații izolate pe piloți.

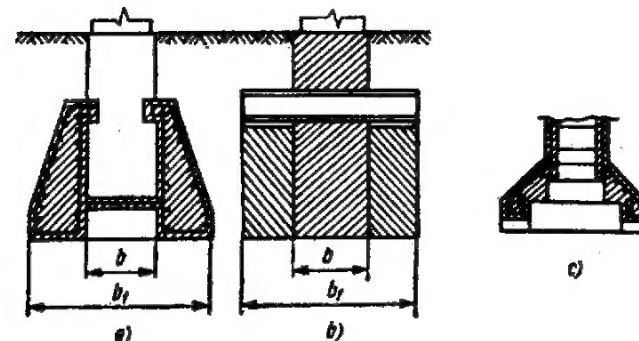


Fig. 17.5. Diferite metode de consolidare prin mărirea suprafeței fundației :

a — evazare laterală prin cloplirea fundației; b — evazare laterală și legare prin străpungerea celei vechi; c — îmbrăcarea fundației vechi (căptușire).

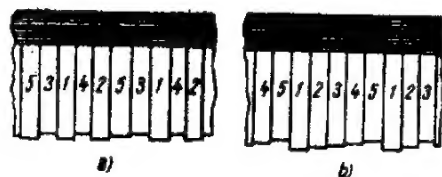


Fig. 17.6. Subzidirea pe sectoare:
a, b — ordinea subzidirilor pe fișii.

fundatie se îndepărtează și se execută placa pe loc sau se introduce o placă prefabricată. După ce se comprimă pământul cu prese hidraulice, se pun pene metalice, se scoate presa și spațiul se umple cu beton virtos.

Metoda subzidirii fundațiilor se bazează pe crearea unor fundații noi mai adânci. Ea se aplică aproape întotdeauna când se excavează pământul de sub talpa fundațiilor existente, și în cazul când trebuie să se oprească deformările inadmisibile ale construcțiilor.

Subzidirea fundațiilor fără adâncirea tălpii se folosește, în cazul când devine necesară înlocuirea fundațiilor necorespunzătoare. Pentru realizarea subzidirilor este necesar să se îndepărteze pământul de sub talpa fundației, ceea ce duce la scăderea capacității portante a fundației și la deformări nedorite.

Securitatea clădirii în acest caz se asigură în timpul lucrărilor prin consolidare și proptiri.

La fundații continue sau izolate de dimensiuni mari care au rezistență suficientă se poate renunța la consolidări. Subzidirea în acest caz se execută pe sectoare într-o succesiune anumită.

Succesiunea se alege în așa fel încât să rezulte o slăbire minimă a fundației în timpul executării lucrărilor. Schema din figura 17.6, b dă procentul minim de afinare sub fundația existentă în comparație cu schema a din aceeași figură.

Dacă sub fundație nu se întâlnește un pământ stîncos, atunci talpa fiecărei fundații noi, vecină cu una executată anterior, se așază puțin mai sus pentru a evita afinare pământului de sub fundația deja executată. La nisipuri această distanță se ia de 10 cm.

La supraetajări, ca măsură pentru micșorarea deformărilor, se recomandă centurile de beton armat în pereții ultimului nivel al clădirii vechi.

La alegerea metodelor de consolidare se vor prefera metodele care nu produc afinare pământului de fundație. Se recomandă cimentare, silicizare, lățirea fără adâncire, piloți laterali.

Subzidirea se va adopta numai atunci când alte metode nu pot fi aplicate.

BIBLIOGRAFIE

1. Andrei, S. și Giurcăneanu, D., *Construcții de clădiri. Elemente de Geotehnică și Fundații*. Editura tehnică, București, 1956.
2. Biziuchin, D. ș.a., *Tehnologia Construcțiilor* (traducere din limba rusă). Editura M.C.I.M.C., București 1963.
3. Botea, E., *Geotehnică și Fundații*. Litografia Institutului de căi ferate, București, 1969.
4. Cernătescu, A. și Dima, G. h., *Curs de Fundații*, vol. III. Litografia învățămîntului, Iași, 1958.
5. Cernătescu, A. și Sillion, T., *Curs de Geotehnică*, partea I. Editura didactică și pedagogică, București, 1963.
6. Gradin, V., *Stabilitatea terasamentelor de cale ferată*. Editura transporturilor și comunicațiilor, București, 1964.
7. Lehr, H., *Fundații*, vol. II. Editura tehnică, București, 1957.
8. Lupei, N., *Curs de geologie tehnică*. Timișoara, 1967.
9. Maior, T., *Mecanica pământurilor*, vol. II. Litografia Institutului Politehnic, Timișoara, 1959.
10. Maior, N. și Păunescu, M., *Geotehnică și Fundații*. Editura didactică și pedagogică, București, 1967.
11. Mătăsaru, Tr., Kraus, I., Dorobanțu, St., *Drumuri*. Editura tehnică, București, 1966.
12. Mîrșu, O., *Structuri de beton armat*. Timișoara, 1966.
13. Păunescu, M., *Folosirea vibrațiilor la executarea unor lucrări de fundații*. Editura tehnică, București, 1966.
14. Păunescu, M., Izdrăilă, V., ș.a., *Indreptar pentru lucrări de geotehnică*. Timișoara, 1966.
15. Păunescu, M. și Izdrăilă, V., *Tabele de calcul. Împingerea pământului*. Timișoara, 1969.
16. Păunescu, M., Izdrăilă, V., ș.a. *Geotehnică și Fundații — Exemple de calcul*. Timișoara, 1970.
17. Plagemann, W. și Langner, I., *Executarea fundațiilor construcțiilor civile și ingineresti*. I.D.T., București, 1960.
18. Pop, S., Tologea, S., Puicea, I., *Îndrumătorul constructorului*. Editura tehnică, București, 1966.
19. Preda, I., *Geologie inginerească*. Editura didactică și pedagogică, București, 1965.
20. Sillion, T., Ciubotaru, V., Apostolescu, R., *Geotehnică și fundații*. Editura didactică și pedagogică, București, 1967.
21. Stănculescu, I., *Curs de geotehnică și fundații*, Partea I. Editura didactică și pedagogică, București, 1961.
22. * * * *Colecția de normative privind terasamente, sprijiniri, epuizmente, fundații*, C.S.C.A.S., 1965.
23. * * * *Manualul inginerului constructor*, vol. I. Editura tehnică, București, 1950.
24. * * * *Manualul inginerului constructor*, vol. II. Editura tehnică, București, 1952.
25. Păunescu, M., *Determinarea umidității la pământurile nisipoase prin metoda înundării*. În: „Hidrotehnică, gospodărirea apelor, meteorologia,” nr. 11, 1969, p. 590.